

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**Etude de Faisabilité d'un Petit Barrage Sur Oued
R'horb (Rebaia- Seghouane) wilaya de Médea**

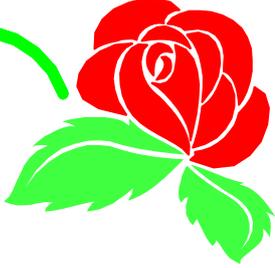
Présenté par :
M^{elle} BEN HEBAL SOUAD

Promoteur :
M^r BEN LAOUKLIB

Devant le jury composé de :

Président : M^r M. HASSANE
Examineurs: M^r A. HADJ SADOK
M^{me} A. ADDOU
M^r M. BACHIR CHERIF
M^{me} N. TERGUI

octobre 2008



Dédicace

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

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère Houria et mon père M'hamed que Dieu me les garde);

A mes frères : Amine, Ishak et Moulay ;

A toute ma famille à Ksar El Boukhari ;

A mes cousines : Nadjet, Sarah, Fatma, Bachira, Amina, Zola ;

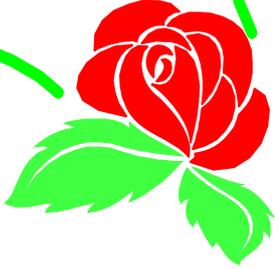
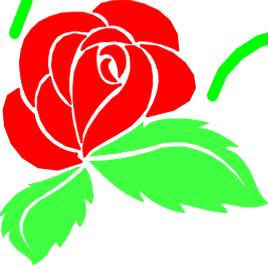
A toutes mes amies: Ahlem, Amina, Djamila, Habiba, Hafida, Hanane, Lamia, Karima, Lina, Malika, Nadia, Nawel, Samia, Sarah, , Soumia, Wiam et Zoubida ;

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2008 ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

Souad



Remerciements

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

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur M^r: Benlaoukfi Bachir ainsi que M^r: Hassane pour ces orientations et son compréhension.

Mes remerciements également à :

Monsieur Belaid Ali et M^rArbi Bachir : ingénieurs en hydraulique pour leurs encouragements et leurs aides ;

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

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

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

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

Souad

ملخص:

دراستنا هذه تسجل في إطار التنمية الفلاحية في الجزائر بصفة عامة، و السقي بصفة خاصة بإنشاء سد صغير الحجم بواد الررب في بلدية الربعية ولاية المدية ، و هذا نظرا للعجز العجز في مياه سقي. بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب، الجيولوجية، الهيدرولوجية ، الطبوغرافية، قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته, أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne en général et de l'irrigation en particulier, a travers la réalisation d'un petit barrage sur l'oued R'horb dans la commune de Rebaia dans la Wilaya de Médea dans le but de combler le déficit des besoins en eau d'irrigation de la commune. Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

Our present study is register as part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity through the realization of small dam from Rebaia oued R'horb in order to make up the deficit of requirements out of water, situated in the east of Medea Wilaya.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked his stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

	Introduction générale	
Chapitre I : Etude topographique		
I.1	Introduction	01
I.2	Situation géographique du site.	01
I.3	choix du site de barrage	02
I.4	Documentations consultés	03
I.5	Caractéristiques morphologiques	03
I.6	conclusion	03
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique		
II.1	Introduction	04
II.2	Etude géologique	04
II.2.1	Reconnaitances géologiques et géotechniques	05
II.2.1.1	Situation géologique régionale	05
II.2.1.2	Géologie de la cuvette	05
II.2.1.3	Géologie de l'axe de la digue	06
II.2.1.4	Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	07
II.2.2	Stratigraphie générale	07
II.2.3	Stratigraphie régionale	08
II.2.4	Tectonique et paléogéographie.	11
II.3	la sismicité	13
II.4	matériaux de construction	14
II.5	Etude géotechnique	16
II.5.1	prospection géotechnique du terrain	16
II.5.2	Essais au laboratoire	16
II.5.1	Les essais d'identification	17
II.5.2.2	Les essais mécaniques	17
II.5.3	Résultats et leurs interprétations	17
II.5.3.1	Résultats pour la zone d'emprunt	17
II.6	Conclusion sur les essais	20
Chapitre III : Etude hydrologique		
III.1	INTRODUCTION	22
III.2	Le bassin versant	22
III.2.1	Définition du bassin versant	22
III.2.2	Comportement hydrologique	22
III.2.3	Caractéristiques morphologiques du bassin versant	23
III.2.4	paramètres du relief	26
III.2.4.1	La courbe hypsométrique	26
III.2.4.2	L'altitude moyenne du bassin versant	29
III.2.4.3	La pente moyenne du bassin versant	30
III.2.4.4	Indice de pente globale i_g :	31
III.2.4.5	L'indice de pente i_p	31
III.2.5	caractéristiques hydrographiques du bassin versant	32
III.2.5.1	La longueur du cours d'eau principal (L)	33
III.2.5.2	Le profil longitudinal du cours d'eau	33
III.2.5.3	La pente moyenne d'un cours d'eau	35
III.2.5.4	Le degré de développement du réseau.	35
III.2.5.4.1	La densité de drainage	35
III.2.5.4.2	La densité hydrographique coefficient de torrentialité ...	36

III.2.5.4.3	coefficient de torrentialité	36
III.2.5.4.4	Le temps de concentration	36
III.2.5.4.5	Vitesse moyenne de ruissellement	38
III.3	Caractéristiques climatiques	39
III.3.1	La température	39
III.3.2	L'évaporation	40
III.3.3	Humidité relative de l'aire	40
III.3.4	La pluviométrie	42
III.3.5	Vitesse de vent	43
III.4	Pluies maximales journalières	43
III.4.1	Ajustement des pluies maximales journalières	43
III.4.1.1	Ajustement comparatif avec "Hyfran"	43
III.4.1.2	résultats de l'ajustement	46
III.5	Etudes des apports	47
III.5.1	Apports liquides	47
III.5.1.1	Apport moyen interannuel (A_0)	47
III.5.1.2	Caractéristiques de l'écoulement	50
III.5.1.3	Irrégularité des apports	52
III.5.1.3.1	Estimation fréquentielle des apports	52
III.5.1.3.2	Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	53
III.5.2	Apport solide et l'estimation du volume mort	54
III.6	Etude des crues	57
III.6.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue	57
III.6.2	Hydrogrammes de crue	60
III.6.2.1	L'hydrogramme synthétique	63
III.6.2.2	Construction du réseau isochrone	63
III.6.2.3	Les surfaces débitantes	63
III.6.2.4	Détermination du débit maximum probable	64
III.6.2.5	Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique	65
III.6.3	Choix de fréquence de la crue du projet	67
III.7	Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur	70
III.8	Régularisation des débits	71
III.8.1	Module d'irrigation	72
III.8.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	74
III.8.2.1	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	75
III.8.3	Laminage des crues	79
III.9	Etude d'optimisation	85
III.9.1	Calcul du coût approximatif de la digue	85
III.9.1.1	Calcul de la revanche	85
III.9.1.2	Largeur en crête	86
III.9.1.3	Calcul du coût de la digue	87
III.9.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues	88
III.9.2.1	Coût du déversoir	88
III.9.2.2	Calcul du canal d'approche	89
III.9.3	le coût total du barrage	90
III.9.4	Laminage pour un déversoir de largeur $b=20$ mètres	92
Chapitre IV : Etude des variantes.		
IV.1	Généralités	95

IV.2	Choix du type de barrage	95
IV.2.1	Barrage Homogène	96
IV.2.2	Barrage à zones	96
IV.2.3	Barrage en enrochement avec masque en béton	96
IV.3	Définition de profil général du barrage	96
IV.3.1	Hauteur de barrage :	96
IV.3.1.1	Calcul de la revanche	96
IV.3.2	Largeur en crête	98
IV.3.3	La longueur en crête	99
IV.4	le choix définitif du type du barrage	99
IV.4.1	Evaluation du coût total de différents matériaux pour chaque variante	99
IV.4.1.1	Pré dimensionnement du noyau	100
IV.4.1.2	pentés des talus	100
IV.4.1.3	Protection des talus	101
IV.4.1.4	Les bermes	101
IV.4.2	volumes de la digue	101
IV.4.3	Conclusion sur le choix final du type de barrage	103
IV.5	Etude de la variante retenue	103
IV.5.1	Dimensionnement	104
IV.5.1.1	la revanche	104
IV.5.1.2	la hauteur du barrage	104
IV.5.1.3	la largeur en crête	104
IV.5.1.4	pentés des talus	104
IV.5.1.5	protection des talus	104
IV.5.1.6	Les bermes	107
IV.5.1.7	la clé d'étanchéité du barrage	108
IV.5.1.8	Les drains	108
IV.5.1.8.1	Dimensionnement Du Drain Tapis	108
IV.5.1.8.2	Dimensionnement du drain vertical	109
IV.5.1.8.3	Dimensionnement de prisme	109
IV.5.1.9	les filtres	109
IV.5.1.9.1	calcul des filtres	110
IV.5.1.9.2	Détermination de la courbe granulométrique des filtres	110
IV.5.2	Etude des infiltrations	111
IV.5.2.1	Généralité	111
IV.5.2.2	Ligne de saturation	112
IV.5.3	Calcul du débit de fuite par infiltration	113
IV.6	Etude de stabilité	115
IV.6.1	Stabilité des talus	115
IV.6.2	Méthode de FELLENIUS	115
IV.6.3	Détermination du centre du cercle critique par la méthode de FANDEEV	117
IV.6.4	Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité	118
Chapitre V : dérivation provisoire		
V.1	Introduction	120
V.2	Type d'ouvrage de dérivation provisoire	120
V.3	Choix de la crue de dimensionnement	121
V.4	Succession des travaux	121

V.5	Calcul hydraulique de galerie	121
V.6	Batardeau	124
V.6.1	Type de batardeau	124
V.6.2	Calcul de la revanche du batardeau	124
V.6.3	CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE DU BATARDEAU	124
V.7	CALCUL D'OPTIMISATION	125
V.8	Construction du batardeau	128
V.9	Ouvrage de restitution	129
Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes		
VI.1	Introduction	132
VI.2	Ouvrage de Prise d'eau	132
VI.2.1	Type de prise	132
VI.3	Ouvrage de vidange	133
VI.3.1	Conduites de vidange en charge	133
VI.3.2	Conduites à écoulement libre	133
VI.3.3	ouvrages de vidange à batardeau	134
VI.3.4	Choix de la variante	134
VI.4	Ouvrage d'évacuateur de crues	135
VI.4.1	Critères de choix de l'évacuateur de crue	135
VI.4.2	Différents types des évacuateurs de crues	136
VI.4.3	Choix de la variante	137
VI.5	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	137
VI.5.1	Calcul du débit de vidange	137
VI.5.2	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre	138
VI.6	Dimensionnement de la prise d'eau	140
Chapitre VII : Etudes de la variante choisie de l'évacuateur de crue		
VII.1	Introduction	142
VII.2	Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	142
VII.3	Dimensionnement hydraulique	143
VII.3.1	Canal d'amenée	143
VII.3.2	Déversoir	143
VII.3.3	Chenal d'écoulement	144
VII.3.4	Le coursier	145
VII.3.5	Dissipateur d'énergie	148
VII.3.6	Canal de restitution	150
VII.3.7	Conception de l'évacuateur de crues	151
VII.3.7.1	Hauteur des murs bajoyers	151
VII.3.7.2	Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	151
Chapitre VIII : Organisation de chantier		
VIII.1	Introduction	153
VIII.2	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	153
VIII.2.1	Le maître de l'ouvrage	153
VIII.2.2	Le maître d'oeuvre	153
VIII.2.3	L'entrepreneur	153
VIII.3	Installations du chantier	154
VIII.3.1	Installations destinées au personnel	154
VIII.3.2	Installations destinées au stockage des matériaux	154
VIII.3.3	Installations destinées à la réparation des engins	156

VIII.3.4	Installations pour la préfabrication	156
VIII.4	Réalisation du barrage en terre	156
VIII.4.1	Les moyens de chantier	156
VIII.4.1.1	Les moyens humains	156
VIII.4.1.2	Les moyens matériels	156
VIII.4.1.3	Le matériel de terrassement	157
VIII.5	Le matériel lié au type de barrage	157
VIII.5.1	Le matériel de compactage	157
VIII.5.2	Le matériel de bétonnage	157
VIII.5.3	Le matériel spécifique :	157
VIII.6	Terrassement au niveau des installations de chantier	157
VIII.7	Dérivation provisoire	158
VIII.8	Exécution de la digue	158
VIII.8.1	Exécution des travaux de bétonnage	160
VIII.8.2	Le devis estimatif	162
VIII.9	Planification	163
VIII.9.1	Définition	163
VIII.9.2	Techniques de la planification	163
VIII.9.2.1	Méthodes basées sur le réseau	163
VIII.9.2.2	Construction du réseau	164
VIII.9.3	Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	164
VIII.9.4	Chemin critique (C.C)	165
VIII.9.5	les plannings	166
VIII.9.6	Délai de construction et programme des travaux	166
VIII.9.6.1	Symboles des différentes opérations	167
VIII.9.6.2	Détermination des chemins critiques :	169
VIII.9.6.3	Technologie des principaux travaux	170
Chapitre IX : protection et sécurité du travail		
IX.1	Introduction	171
IX.2	Instructions structurelles sur la sécurité	171
IX.2.1	Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	171
IX.2.2	Instructions à donner au Chef d'équipe	171
IX.3	Contrôle et entretien du matériel	171
IX.4	Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	172
IX.5	Principes fonctions du service de sécurité	172
IX.6	Causes des accidents de travail	172
IX.6.1	facteurs humains	173
IX.6.2	facteurs matériels	173
IX.6.3	Causes des maladies professionnelles	173
IX.6.4	Conditions dangereuses dans le chantier	174
IX.6.5	Méthode et moyens de prévention	174
IX.6.6	Actions dangereuses	174
IX.7	Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	174
IX.7.1	Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	175
IX.7.2	Calcul du diamètre des canalisations	176
IX.7.3	Conclusion	176

<i>Liste des tableaux</i>	page
Chapitre II: Etude géologique et géotechnique	
les résultats de l'essai granulométrique	17
Les résultats de la teneur en eau (W%)	17
Les résultats de la limite d'Atterberg	18
Les résultats des poids spécifiques des grains	18
Les résultats de l'essai de proctor	18
Les résultats de l'essai oedométrique	19
Les résultats de l'essai de cisaillement	19
Chapitre III: Etude hydrologique	
Répartition en % de la surface élémentaire	27
L'altitude moyenne du bassin versant	28
Longueur des courbes de niveaux	31
L'indice de pente	32
Temps de concentration	38
Paramètres physio morphologiques du bassin versant	39
Répartition mensuelle de la température	39
Répartition mensuelle de l'évaporation	40
Répartition mensuelle de l'humidité relative	40
Données pluviométriques	42
Répartition mensuelle des pluies	42
Répartition mensuelle de la vitesse du vent	43
L'apport moyen interannuel	49
Résultats du coefficient de variation	52
Résultats de l'apport fréquentiel	53
Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	53
Valeur de α en fonction de la perméabilité	55
Résultats du volume mort	56
Résultats de la formule de Mallet-Ghautier	58
Valeur de α en fonction de la fréquence	58
Valeur de γ en fonction du bassin versant	58
Résultats de la formule de Sokolovsky	59
Les résultats de la formule de Possenti	59
Les résultats de la formule de turraza	60
Les résultats des débits de crue	60
Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	61
Résultats de calculs pour tracer l'hydrogrammes de crue	61
Les surfaces débitantes	63
Détermination du débit maximum probable	65
Ordonnées de l'hydrogrammes de crue	66
Catégories des dommages résultant des crues	68
Crue de projet recommandée	68
Choix de la crue de projet	69
Surface et volume en fonction de l'altitude	70
Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	72

Répartition mensuelle de la consommation des eaux en irrigation	73
Répartition mensuelle de la consommation	73
Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	75
Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	76
Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	78
Données pour le calcul du laminage	82
La première étape de calcul du laminage	82
La deuxième étape de calcul du laminage	82
La troisième étape de calcul du laminage	83
Résultats de calcul par la méthode de Kotchirine	84
récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	87
Résultats pour le calcul du coût de la digue	87
Coût de la digue	88
Coût du déversoir	89
Coût du canal d'approche	89
Coût total du barrage	90
Les caractéristiques du barrage	91
Volume du débit déversant	92
Le laminage	93
Chapitre IV : Etude des variantes	
Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de la crête	99
Valeurs indicatives des valeurs de talus	100
Etude comparative des trois variantes	103
Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	105
Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues	106
Coordonnées de la parabole de Kozeny	113
Détermination des rayons des cercles de glissement	118
coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.	118
Chapitre V : Etude de dérivation provisoire	
Coefficient de débit	123
Le débit en fonction du diamètre	123
La charge déversante en fonction du temps	123
Résultats du laminage	124
Largeur en crête pour chaque diamètre	124
Le calcul d'optimisation	126
Résultats de calcul d'optimisation	127
Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes	
Type de vidange du fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	135
Chapitre VII : Etude de la variante de l'évacuateur de crue	
Coordonnées du profil Creager	144
Calcul de la ligne d'eau	147
Chapitre VIII: Organisation de chantier	
Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	155
Le devis estimatif	162

Symboles des opérations	167
Détermination des chemins critiques	169
Chapitre IX: protection et sécurité du travail	
vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales	176

<i>Liste des figures</i>	N° page
Chapitre I Etude topographique	
Situation générale du site du barrage.	02
Chapitre II Etude géologique et géotechnique	
La géologie de la cuvette du barrage de oued R'horb	15
Le fuseau granulométrique des matériaux d'emprunt	21
Chapitre III Etude hydrologique	
Le bassin versant du l'oued R'horb	24
Le rectangle équivalent	26
La courbe hypsométrique	28
Le réseau hydrographique du oued R'horb	34
La répartition mensuelle de la température	41
La répartition mensuelle de l'évaporation	41
Répartition mensuelle des pluies	43
L'ajustement des pluies à la loi de Gumbel	44
L'ajustement des pluies à la loi de loi Normal	45
L'ajustement des pluies à la loi log Normal	45
La répartition mensuelle de l'apport 80%	53
Les hydro grammes de crue pour différentes fréquences	62
Le réseau des courbes isochrones	64
L'hydrogramme de crue de 1%	66
Courbe hauteur- surface- volume	71
Courbe de débits en fonction des hauteurs	83
Courbe de débits en fonction des volumes	84
Courbe d'optimisation des largeurs	90
Courbe de débits déversants	92
Courbe de débits entrants et sortants	94
Chapitre V Etude de dérivation provisoire	
Schéma de calcul de dérivation provisoire	125
Courbe d'optimisation des diamètres	128
Schéma de construction d'un batardeau	129
Chapitre V II Etude de la variante de l'évacuateur de crue	
Le profil Creager du déversoir	144
Schéma de la ligne d'eau	147
Chapitre V III organisation du chantier	
La relation entre les personnes des chantiers	154
Réseau à noeud	169

Introduction générale:

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

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

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

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

Chapitre I: Etude topographique

I.1).Introduction :

La topographie constitue le support essentiel du travail d'un hydraulicien qui doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, Avant de commencer l'étude du projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site .Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, son site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

I.2) Situation géographique du site:

Le site du petit barrage de l'Oued R'horb se situé à une distance de 7 Km de la route nationale N° 01, il est rattaché administrativement à la ville de Beni Slimane wilaya de Médea. (Voire FigureI.1: Plan de situation)

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000^{ème} N° 137 de Ain Boucif sont :

$$X = 536.10 \text{ Km.}$$

$$Y = 297.60 \text{ Km.}$$

$$Z = 860.00 \text{ m NGA}$$

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

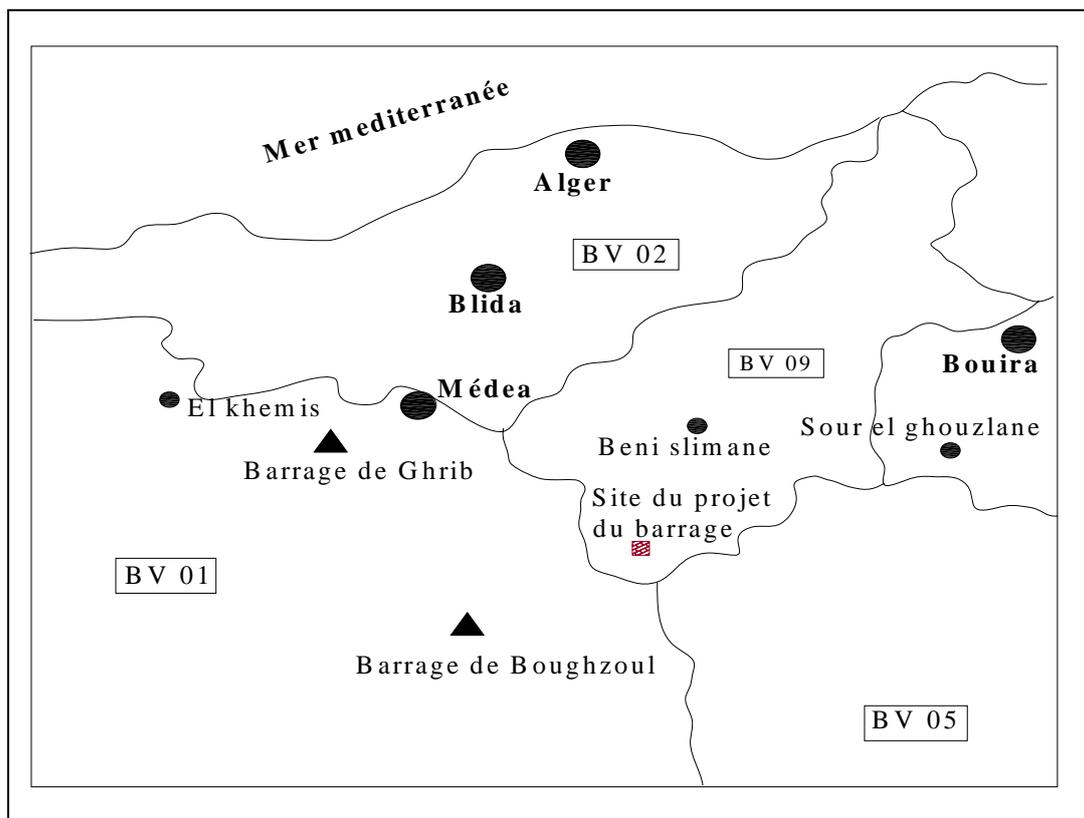
topographique.

Fig.I.1 La situation générale du site du barrage.

I.3) choix du site de barrage:

La recherche méthodique de sites de barrages est pratiquée lorsqu'il faut trouver du site potentiel de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné, qui peut être réduit (un bassin hydrographique de quelques d'hectares) ou très étendu (un grand bassin versant de plusieurs km²). Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :

- ♦ Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée;
- ♦ photographie aérienne (couples stéréoscopiques) ;
- ♦ prospection directe sur le terrain.

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

- ✗ cartographie : estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- ✗ photographie aérienne : nature du couvert végétal, occupation des sols

topographique.

(attention à la date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;

* prospection directe : prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

I.4) Documentations consultés:

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

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

- la Carte topographique de Ain boucif N°137 Ech 1/ 50 000^{ème} ;
- la carte géologique de Ain boucif N° 137 Ech 1/ 50 000^{ème};
- la notice de la carte géologique de Ain boucif;
- Levé topographique du site du barrage Ech 1/ 500.

I.5) Caractéristiques morphologiques:

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

Le climat:

Le climat de la région est caractérisé par des étés chauds et des hivers froids, la température moyenne est de 16°C.

- Le mois le plus pluvieux est septembre avec une moyenne de 27 mm.

- Le mois le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 7 mm.

I.6) conclusion:

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage (au 1/500 ou plus détaillé).

Il est judicieux de profiter des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

Chapitre 2: Etude Géologique et Géotechnique

II.1) Introduction:

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

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

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

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

II.2) Etude géologique :

Généralité sur la région d'étude :

Le site du barrage se trouve dans la commune de Rebaia, Daïra de Beni Slimane, Wilaya de Médea. Le site à étudier se trouve à 17km à vol d'oiseau au nord Est de la ville de Berrouaghia, il est localisé sur la carte d'état major de Ain Boucif n° 137 au 1/ 50 000^{ème} dont les coordonnées Lambert sont les suivantes :

X=536.10 km

Y=297.60 km

Z =860 m NGA

▪ **Etude et reconnaissance du site :**

Base topographique et ouvrages consultés :

- Levé topographique de la cuvette au 1/500^{ème} ;
- Carte d'état major de Ain Boucif N°137 au 1/50.000^{ème};
- Carte géologique N°137 de Ain Boucif au 1/50.000^{ème};
- Notice explicative de la carte géologique de Ain Boucif.

II.2.1) Reconnaissance géologiques et géotechniques :

II.2.1.1) Situation géologique régionale :

La région du projet sur l'oued R'horb se trouve au sud du tell, en bordure des hautes plaines du Titteri. Du point de vue géomorphologique c'est une vaste cuvette allongée.

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

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

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

D'après la carte géologique de Ain Boucif au 1/50 000^{ème} établie par P.Chevilly et Guillemot en 1964, plusieurs unités tectoniques s'empilent les unes au autres, séparées par des contacts anormaux souvent soulignés par des niveaux gypseux ayant servi de semelle de nappe. Le mouvement de charriage étant venu du nord vers le sud, les contacts entres ces différentes unités se trouve automatiquement redressé.

II.2.1.2) Géologie de la cuvette :

Le substratum géologique de la cuvette de l'oued R'horb est constitué par des terrains marneux avec des intercalations de bancs de grés décimétriques. L'ensemble des couches très redressé souvent à la verticale, est de direction nord ouest- sud est, donc parallèle à la vallée. Au niveau de la digue l'oued fait un coude et traverse perpendiculairement les formations géologiques redressées. Le contact anormal qui longeait la vallée en amont se rebrousse vers le nord et emprunte un affluent de l'oued principal. La masse triasique se trouve donc au nord en rive droite, assez élevée par rapport au niveau de l'oued.

L'ensemble des formations anciennes est recouvert par des colluvions et alluvions fines argilo-marneuse parfois d'épaisseur variable, faible jusqu'à 2 mètres de profondeur et plus importantes dans le fond de la vallée entre 3 et 5 mètres.

Ces formations fines colmatent toutes les fractures, petites ou grandes qui pourraient exister dans le fond ou sur les flancs de la vallée.

La carte géologique fournie dans la figure II.1 montre que ce recouvrement argilo-marneux colmatant les fractures correspond au niveau maximum de la retenue, l'étanchéité de la cuvette est donc assurée.

II.2.1.3) Géologie de l'axe de la digue :

L'oued R'horb présente un verrou intéressant qui peut être exploité en petit barrage, le rétrécissement de l'oued offre un bon verrou pour la digue du barrage. Celle-ci va être ancrée sur les deux rives et sur le fond de l'oued dans le substratum décrit précédemment.

La prospection de terrain qui consiste à la réalisation de travaux de sondages et de fouilles et levé géologique nous permet de dire que :

La formation de marnes vertes avec intercalation de bancs gréseux affleure sur la rive droite et la rive gauche. Elle se trouve au fond de l'oued sous 4 mètres d'alluvions graveleuse alors que sur les abords immédiats de l'oued, le substratum se trouve entre 1 à 3 mètres (voir coupes géologiques des tranchées TR1 à TR7 sur la carte géologique). Aucune faille ni discontinuité importante présentant un danger pour le barrage n'a été observée ni dans le fond de la vallée ni sur les deux rives. Les fractures observées sont locales, elles sont de faible extension (quelques centimètres à 1 mètre de profondeur) et sont dues à des contraintes induites lors de la mise en place des nappes. Le site étudié se situe en général sur des schistes grés et calcaires gréseux daté éocène moyen.

Les sondages réalisés sur l'axe montrent l'existence d'une formation de type Flysch (marne verte avec des barres de grés et calcaire) composée d'une alternance de bancs de grés durs et d'argile d'ordre de 20 à 40 mètres.

La direction des couches et le pendage très redressé (70° à 90°) sont très favorables à un ancrage et à une bonne retenue.

Les infiltrations sont minimales en raison de la direction des couches perpendiculaires à l'écoulement de l'oued.

La rive gauche présente la même géologie avec une couverture colluviale de quelques mètres.

Il existe aussi un pointe ment sur la rive droite en amont, cette formation triasique constituée par un complexe salifère, dolomitique et cargneulique ne sera pas touchée par l'eau, même en période de remplissage du barrage ; il n'aura donc pas d'incidence.

La cuvette est constituée par des terrasses récentes d'argiles d'épaisseur supérieure de 5 mètres, elle constitue :

- Un colmatage des fractures profondes ;
- Un réservoir de matériaux de construction pour une digue homogène en argile.

II.2.1.4) Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

1) corps de la digue :

La digue sera ancrée facilement et l'alternance de bancs marneux et gréseux assurant la stabilité de la digue sur une profondeur de 2 mètres jusqu' à la roche seïne.

2) évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue pourrait être installé sur la rive droite à la faveur d'un replat topographique. Un sondage réalisé à cet endroit montre que le substratum se trouve à un mètre de profondeur, de plus la pente de la rive droite est plus douce et donc apte aux terrassement.

En dernier lieu l'évacuateur de crue positionné sur la rive gauche mettrait aussi en danger la petite ferme se trouvant à proximité

3) la prise d'eau et la vidange de fond :

La prise d'eau et la vidange du fond seront Placées au fond du thalweg de l'oued R'horb, seront fondées sur des terrasses argilo-marneuse ancienne.

4) stabilité des versants de la cuvette :

Pendant les travaux de reconnaissance géologique de la cuvette et L'exécution des puits et de sondages sur tout le périmètre de la retenue ne donne aucun indice de glissement du terrain ou de superposition anormale des couches qui pourra influencer la stabilité des versants.

II.2.2) Stratigraphie générale :

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

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

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

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

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

II.2.3) Stratigraphie régionale :

- ♦ Alluvions récentes :

Limons fins et cailloutés qui forment les basses terrasses des principaux cours d'eau.

- ♦ Alluvions anciennes :

Limons et cailloutés qui forment les terrasses situées à 20m à 40m au dessus du niveau actuel des oueds.

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

- ♦ Eboulis de pente :

Très abondant le long des Kef gréseux oligocène et miocène.

- ♦ Pliocène :

Placage de grès grossier et de conglomérats continentaux situés dans L'angle sud-ouest de la feuille, à une altitude de 800 à 900m à peine supérieure à celle des hautes terrasses quaternaires voisines.

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

- ♦ Miocène inférieur marin :

Au Djebel Mezelech, il débute par 20m de marnes brunes, plus au moins sableuses, à micro faune miocène pauvre. au dessus viennent 80m de grés

grossiers et marnes sableuses admettant plusieurs niveaux de conglomérats fins

et deux horizons pétris de turrilletes ; puis 600 à 700m de marnes à l'intercalation gréseuse.

Plus au nord, les grés deviennent dominants dans la série miocène. Ce sont des grés fins, tendres, ou modelé arrondi. Le miocène est très transgressif sur l'oligocène et l'éocène, mais la transgression n'est pas démontrable sur la feuille de Ain Boucif où les contacts biseautés, oligocène-miocène et les rares contacts directs, eocène-miocène visibles, sont des surfaces de décollement. La transgression est observable sur les feuilles voisines : El Kelkre, Maginot, l'oued Sbisseb.

- ♦ Oligocène, faciès de Boghari :

On distingue :

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

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

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

Il hautement vraisemblable qu'elle en constitue une variation latérale vers un type moins marin et plus lagunaire. Cette hypothèse est confirmée par l'appauvrissement progressif en niveaux rouges vers le nord (kef Zehar).

Vers l'ouest au contraire, les niveaux rouges envahissent même la base de la série (kef Gomes). plus à l'ouest encore, sur la feuille de Boughar.ils se chargent en bancs de gypses massifs (kef Negailou) ces deux faciès de l'oligocène sont dans le cadre de synthèse plus vastes) groupés sous la dénomination de « grés et marnes de Boughari »

♦ Lutétien supérieur- bartonnier :

On y distingue :

E^{1a} : marne bleu-noir à boules calcaires jaunes

Les faciès, largement, représentés sur la feuille Souaghi, n'occupe que de faible surfaces sur le bordure nord de la feuille Ain Boucif.

♦ E^{1b} : marnes à lumachelles d'huîtres,

Représentées, avec de faibles variations latérales, dans toute la famille, on distingue, de bas en haut, environ 180m de marnes brunes, à très rares bancs de calcaires jaunes et de lumachelles à ostréa multicostata var.Bougharensis puis, 90m de marnes, calcaires et lumachelles à Ostréa Bougharensis et thersités, avec des grés grossiers subordonnés.

Enfin, au sommet, 280m de marnes brunes, dépourvues de macrofociles, à microfaune de lutétien supérieur et à l'Eocène supérieur. Dans la partie sud de la feuille cette assise est essentiellement marneuse, tandis qu'au nord elle devient gypseuse et son sommet est marqué par des bancs de grés glauconieux.

♦ E⁴⁻² : yprésien- lutétien inférieur :

Il débute par 50m de calcaires marneux, glauconieux, phosphatés, à minces passées gréseuses, à la base, un horizon à silex existe, rarement visible car l'yprésien est fréquemment laminé. Puis viennent 50mètres de grés quartzitique ou calcaires, à grandes nummulites, avec des intercalations marneuses.

♦ C⁸⁻¹⁰ : e.v sénonien supérieur (y compris Paléocène série de marnes grises à petites intercalations de calcaire crayeux et qui se termine par des niveaux glauconieux et phosphatés. Les microfaunes indiquent des âges allant du Sénonien

supérieur. Le faciès est uniforme et il n'a pas été possible de différencier cartographiquement le Paléocène.

- ♦ C³: Vraconien- Albien supérieur :

Un petit affleurement de marnes et macrocalcaires blancs, entouré à l'affleurement de marnes maestrichiennes a donné une microfaune d'Albien supérieur- Vraconien.

- ♦ C²⁻¹: Albien : associée aux marnes et marnocalcaires Vraconiens,

On observe une langue d'argiles et de marnes à petits bancs de quartzites rouges ou violacés et de calcaire rubéfiés. Cette formation n'a fourni au lavage que des arénacés indatables dans un résidu souvent ferrugineux. Faciès et microfaciès

l'apparentent au Flysch Albien des Bibans, hypothèse par l'association, à l'affleurement, à un lambeau Albien supérieur- Vraconien marneux, daté.

- ♦ T.Trias : marnes bariolées et gypses emballant de dolomies noires et des cargneules, jalonnant certains contacts anormaux.

II.2.4) Tectonique et paléogéographie

- ♦ Autochtone :

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

Ces hypothèses n'ont pas été retenues pour l'établissement de la planche de coupe ci-jointe, mais on peut voir que les adopter n'introduirait que des modifications mineures, sur la paléogéographie et la tectonique de l'autochtone, on ne peut donc que faire des hypothétiques.

Sur la paléogéographie et la tectonique de l'autochtone, on ne peut donc que faire des hypothèses découlant des observations faites à l'échelle régionale ; Crétacé supérieur, marneux infranéritique, témoignant d'une subsidence forte et continue, affecté d'ondulations anticlinales et synclinales et de grands décrochements SO-NE ; Méocène inférieur marin du Hodna transgressif sur ce Crétacé, généralement sur le Sénonien, mais parfois sur le Turonien le Cénomaniens. L'absence, même à l'échelle régionale, de Nummulitique autochtone ne permet pas de reconstituer le processus qui a amené cette transgression du Miocène sur le Crétacé. Après le dépôt du Miocène et l'écoulement des nappes, on peut noter que les grands décrochements SO-NE

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

♦ **Allochtone :**

La quasi-totalité de la feuille Ain Boucif est occupée par des nappes de glissement. On y distingue quatre unités principales pour lesquelles nous conservons la numération S. N REPAL. Les observations de terrain montrent un style en écaillés chevauchantes, avec des contacts anormaux.

La structure intense des écaillés, sur lesquelles est basée la planche de coupe ci-jointe s'appuient sur des résultats de sondage et sur l'interprétation de la sismique réflexion, seul le sondage Mezelech n°1 est situé sur la feuille AIN BOUCIF et on a extrapolé les résultats des travaux effectués sur les feuilles voisines El Kalkra

Unité 2-b : elle comprend des marnes du Sénonien supérieur et du Paléocène, des calcaires marneux glauconieux, avec sitex à la base de l'Yprésien- Lutétien inférieur, des marnes à lumachelles du Lutétien supérieur- bartonien de l'Oligocène à couches rouges et du Miocène inférieur marin. Le Crétacé est accompagné de Trias, qu'on peut interpréter comme lambeaux résiduels de la semelle de l'unité 3 comme extrusion à partir de la semelle de l'unité3, le long de plans de glissements secondaires.

Les écaillés de Djebel Mezelech, qui constitue presque toute la partie de l'unité 2-b couverte par la feuille à une structure anticlinale dont le cœur constitue « la boutonnière d' Ain Boucif ».

Unité 3a : Elle n'est pas très développée sur la feuille Ain Boucif, on lui attribue une langue de marnes éocènes, pincées entre la boutonnière Crétacé et Eocène d' Ain Boucif et l'Oligocène de Kef Masker.

Unité 3b : Elle est essentiellement composée d'Oligocène à faciès de Boghari et de Miocène inférieur. Le Lutétien apparaît soit dans les petites boutonnières, soit sous forme de lambeaux, à la base de l'unité, le long de son contact avec l'autochtone de la combe de Tleta des Douaires.

Le Trias est largement développé en semelle le long de ce même contact, mais il n'est pas connu dans l'est de la feuille, l'unité se débite en écaillés monoclinales, à pendage nord, souvent très continues dans le sens

L'ouest de la feuille, l'écaïlle de Djebel Tirkane a, par exception, une allure synclinale, cependant que dans l'est de la feuille, on observe un empilement complexe de petites écaïlles. Dans un bassin subsidient sensiblement avec la même disposition relative que celle qu'on observe actuellement dans les séries charriées. La subsidence généralisée, continue et forte au Crétacé supérieur, était plus irrégulière, coupée d'interruptions à l'Eocène et évoluait vers un régime de bassins résiduels à l'Oligocène.

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

II.3) la sismicité :

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

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

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

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

II.4) matériaux de construction :④ matériaux d'étanchéité :

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

④ Matériaux d'enrochement :

Les matériaux qui vont servir à la construction du rip-rap doivent être des matériaux rocheux, aucune carrière n'existe dans un rayon de 10 km du site. Néanmoins les affleurements de dolomies et de cargneules du Trias peuvent être exploités temporairement pour les besoins du rip-rap. Ce sont des roches très massives et très dures qui affleurent à environ de 500m à l'Est de la digue. Les quantités sont importantes et suffiront à la construction du rip-rap.

④ Matériaux sableux :

Il n'existe pas de matériaux sableux en grande quantité dans le lit de l'oued R'horb. Les sables graveleux existant sont schisteux et ne conviennent pas pour une utilisation dans le béton, les sables propres doivent être ramenés de carrières d'agrégats de la région de Seghouane

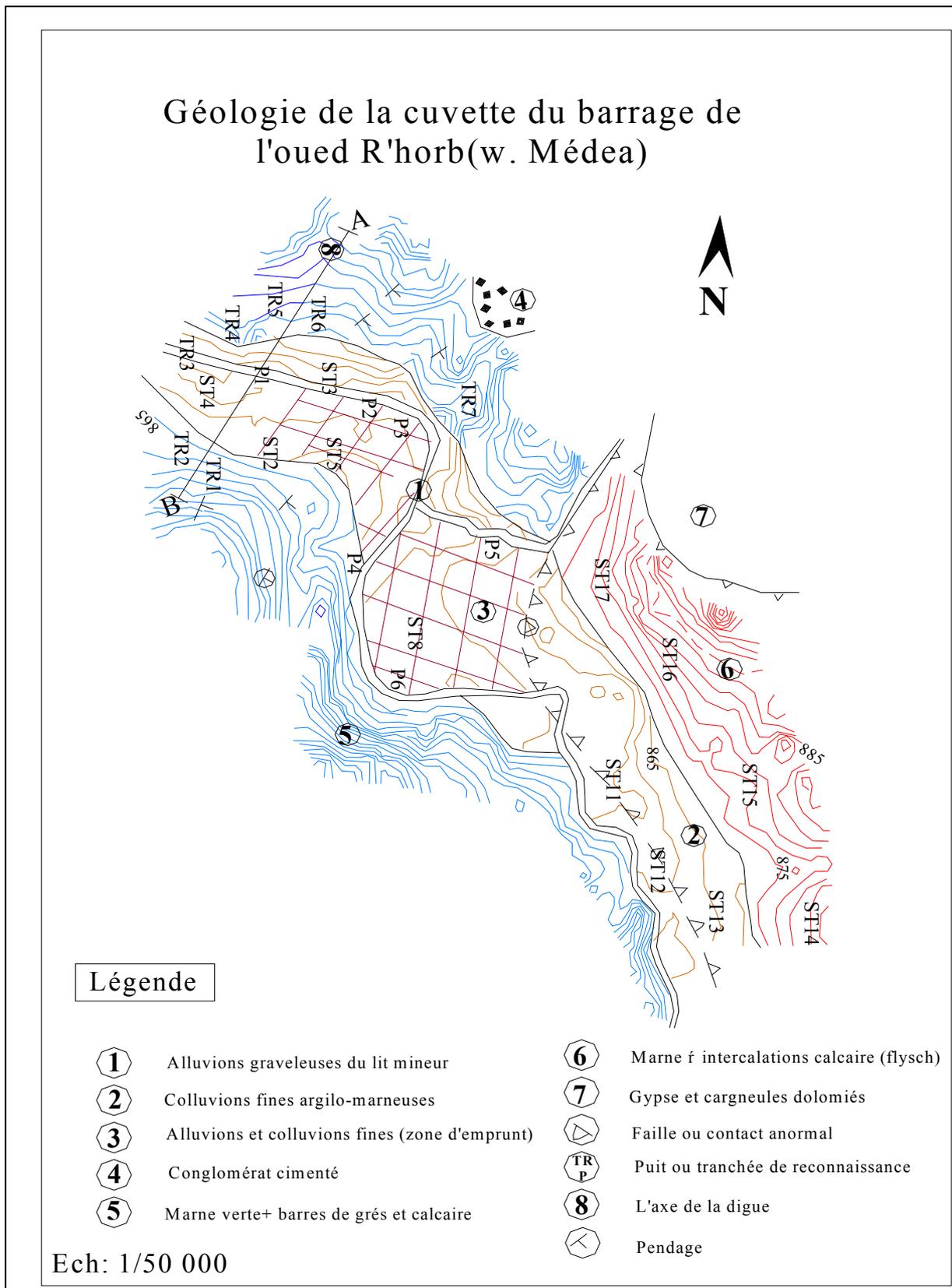


Fig II.1 la géologie du site du barrage

II.5) Etude géotechnique :

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

II.5.1) prospection géotechnique du terrain :

Des sondages de reconnaissance ont été réalisés sur l'axe et sur les deux rives du site jusqu'à une profondeur de 15m. (Voir la planche 2)

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

Un ensemble de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

II.5.2) Essais au laboratoire :

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

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

La réalisation des ces essais requiert la mise en œuvre de procédures normalisées et de matériels spécifiques.

Elle ne peut être confiée qu'à des Laboratoires de Mécanique des Sols et des Roches expérimentés et parfaitement équipés.

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

II.5.2.1) 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.5.2.2) 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 le 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.5.3) Résultats et leurs interprétations :**II.5.3.1) pour la zone d'emprunt :****Les caractéristiques physiques :**

-les résultats de l'essai granulométrique : sont donnés dans le tableau II.1

Numéro du puit		P1	P2	P3	P4	P5	P6
Profondeur (m)		0 à 2m					
Nature géologique		Argile+ marne	Argile+ marne	Argile+ marne	Argile+ marne	Argile+ marne	Argile+ marne
Gra nu Lo mé trie	Eléments $\leq 5\text{mm}$	12	15	8	13	10	9
	Eléments $\leq 80\ \mu$	86	74	70	75	86	82
	Eléments $\leq 0.2\text{mm}$	18	25	16	28	30	20

Pour l'essai de granulométrie, on a plus de 75% d'éléments $\leq 80\ \mu$, donc nous sommes en présence des sols fins de nature argilo-marneux.

- teneur en eau (W%), les résultats sont fournis dans le tableau II.2 ci-dessous :

N° puit	P1	P2	P3	P4	P5	P6
W%	20.5	20.9	22.9	21.8	21.4	24

Presque la moyenne des teneurs en eau est acceptable et on peut les utiliser comme zone d'emprunt.

- pour la limite d'Atterberg : on a trouvé les résultats dans le tableau II.3 :

N° puit	P1	P2	P3	P4	P5	P6
WL	48	46	49	47	51	46
WP	22	23	20	22	21	24
Ip	24	23	29	25	30	32

-les limites d'Atterberg montrent un matériau dont les caractéristiques moyennes sont les suivantes :

- Limite de liquidité (WL) : **47.8%** ;
- Limite de plasticité (WP) : **22%** ;
- Indice de plasticité (Ip) : **25.5%**.

Le matériau est classé selon l'abaque de Casagrande « argile moyennement plastique », c'est donc un matériau acceptable qui sera facile à manipuler lors de la mise en oeuvre.

- pour les poids spécifiques des grains : le tableau II.4 ci-dessous donne les résultats trouvés.

N° puit	P1	P2	P3	P4	P5	P6
γ_d	1.63	1.62	1.61	1.60	1.65	1.58
γ_h	1.95	1.94	1.98	1.92	1.98	1.89

- le matériau sur différents puits présente des densités humides assez bonnes, leur moyenne est de l'ordre de $1.94t/m^3$ alors que les densités sèches sont de l'ordre de $1.62t/m^3$, elles restent faibles à cause de la teneur en eau en cette période de prélèvement (en été).

Les caractéristiques mécaniques :

- pour l'essai de proctor : tous les résultats sont récapitulés dans le tableau II.5

N° puit	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\gamma_d (t/m^3)$	1.87	1.82	1.84	1.89	1.88	1.85
W (%)	12	12.5	13	11.5	11.8	13.1

- ce matériau présente une bonne densité dans son ensemble. Les teneurs en eau naturelles sont par contre plus élevées que les teneurs en eau à l'optimum Proctor, durant la mise en oeuvre, le matériau doit être soit séché soit arrosé pour être emmené au voisinage de la teneur en eau OPM.

- pour l'essai oedométrique : le tableau II.6 regroupe tous les résultats fournis par le laboratoire :

N° puit	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Pc (bar)	4	/	2.8	/	/	/
Cc (%)	11.8	/	7.5	/	/	/
Cg (%)	5.3	/	3.5	/	/	/

Deux essais œdométrique ont été réalisés sur les échantillons compactés à l'OPM. Les deux échantillons présentent une tendance au tassement (Cc moyen =9.5%). Ces valeurs sont justifiées par le fait que les échantillons aient été reconstitués au laboratoire. Ils présentent néanmoins un faible pourcentage au gonflement (Cg moyen=4.4%), cette valeur de tassement sera certainement plus

faible lors de la mise en œuvre puisque la consolidation se fera d'abord par un compactage énergétique aussi par les couches supérieures.

- pour l'essai de cisaillement : ces résultats sont portés dans le tableau II.7

N° puit	P1	P2	P3	P4	P5	P6
C (bar)	3.1	/	3.2	/	3.3	/
Φ (°)	18	/	22	/	21	/

- trois essais de cisaillement consolidés et drainés donnant des caractéristiques à long terme ont été réalisés. Les caractéristiques initiales sont celles du Proctor modifié. Ces échantillons ont été préalablement consolidés à 3 bars portés à saturation. Cette consolidation à 3 bars est justifiée par le poids des terres qui reposeront sur un échantillon qui est situé à 11m de profondeur par rapport à la crête de la digue.

Les échantillons ont été ensuite cisailés à la boîte de Casagrande à une vitesse très faible (V=0.01mm/mn), la cohésion moyenne est de 3.2 bars et l'angle de frottement moyen est de 19°.

Les échantillons ont été ensuite cisailés à la boîte de Casa grande à une vitesse très faible (V=0.01mm/mn), la cohésion moyenne est de 3.2 bars et l'angle de frottement moyen est de 19°.

Ce sont des caractéristiques acceptables pour un matériau de ce type.

- enfin pour l'essai de perméabilité :

Les essais de perméabilité ont été réalisés à la fin de l'essai oedométrique. Les résultats obtenus montrent un matériau imperméable dont le coefficient de perméabilité est de l'ordre

de 2.10^{-7} .les essais granulométriques et de plasticité confirment largement ces résultats. Le matériau convient à la construction d'une digue homogène.

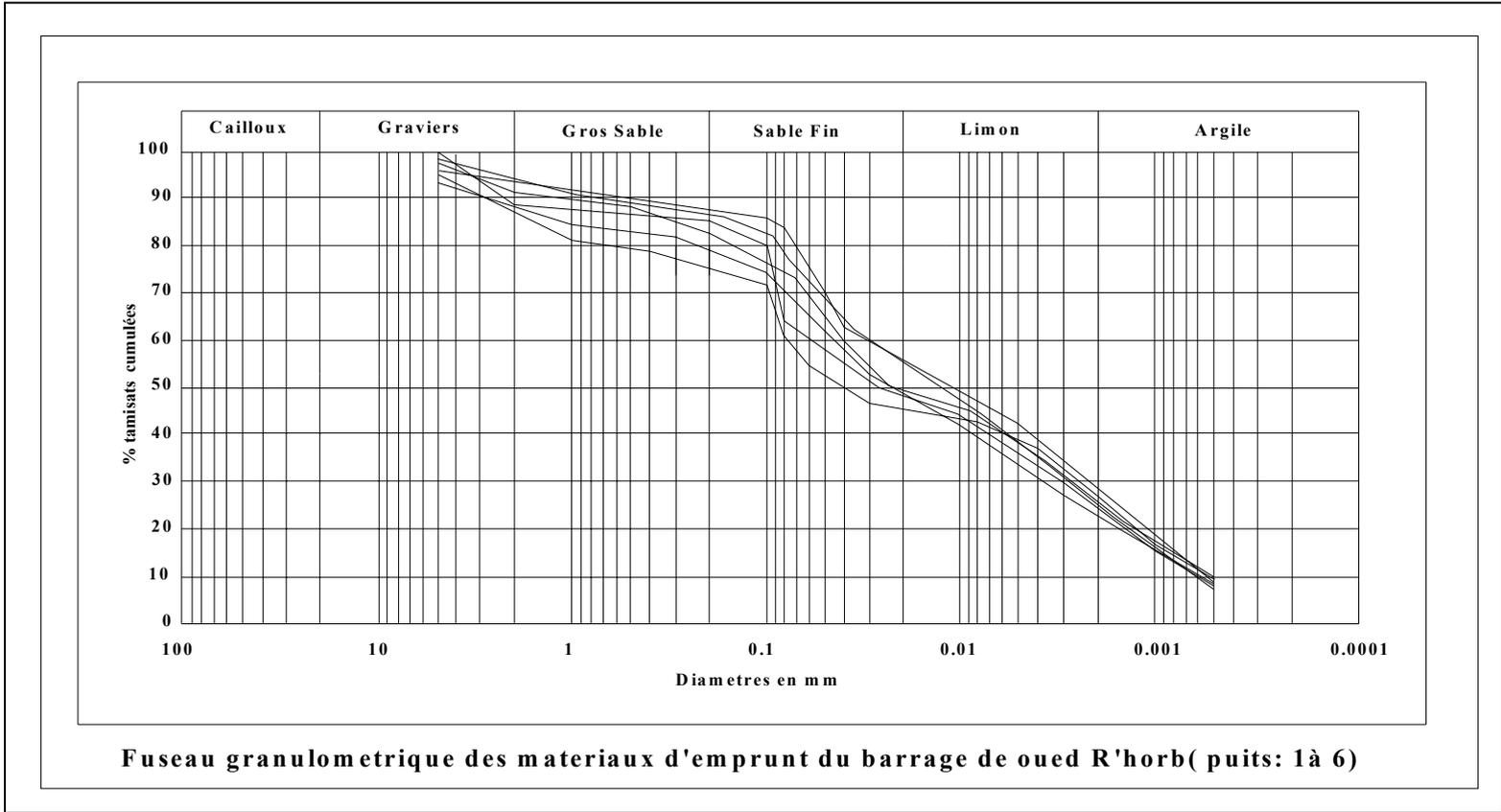
- pour la classification de notre sol, c'est une argile plastique (AP) selon le diagramme de Casa grande.

II.6) Conclusion sur les essais :

Le matériau prospecté dans la cuvette de l'oued R'horb est un matériau :

- ♦ Fin, argilo-marneux ;
- ♦ Classification : argile moyennement plastique ;
- ♦ Densité Proctor : bonne ;
- ♦ Tassement et gonflement : acceptable ;
- ♦ Caractéristiques de cisaillement à long terme acceptables ;
- ♦ Perméabilité très faible.

Donc c'est un matériau acceptable pour une digue imperméable.



FigII.2+ Fuseau granulométrique des matériaux d'emprunt

Chapitre 3. Etude hydrologique

III.1) INTRODUCTION :

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre, ainsi qu'au-dessus et au-dessous, de leur formation, de leur circulation et de leur distribution dans le temps et dans l'espace, pour cela 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 R'horb 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:

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 drainé 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").

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.

III.2.3) Caractéristiques morphologiques du bassin versant:

- **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.

$$S = 35.70 \text{ km}^2$$

- **Périmètre :**

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 31.50 \text{ km}$$

- **Indice de compacité de Gravelius:**

L'indice de compacité est défini comme étant le rapport du périmètre à la surface du bassin versant, Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme : plus la forme du bassin prend la forme d'un cercle ; plus il est ramassé, plus la forme du bassin est proche d'un rectangle ; plus il est allongé.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.1)$$

K_G : Indice de compacité de Gravelius,

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

P : périmètre du bassin [km].

. 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 :

$$K_G = 0.28 \frac{31.50}{\sqrt{35.70}} = 1,48$$

$K_G > 1$ donc le bassin est allongé

Figure III.1 qui vient après donne la représentation du bassin versant du l'oued El R'horb avec le positionnement des différentes courbes de niveau.

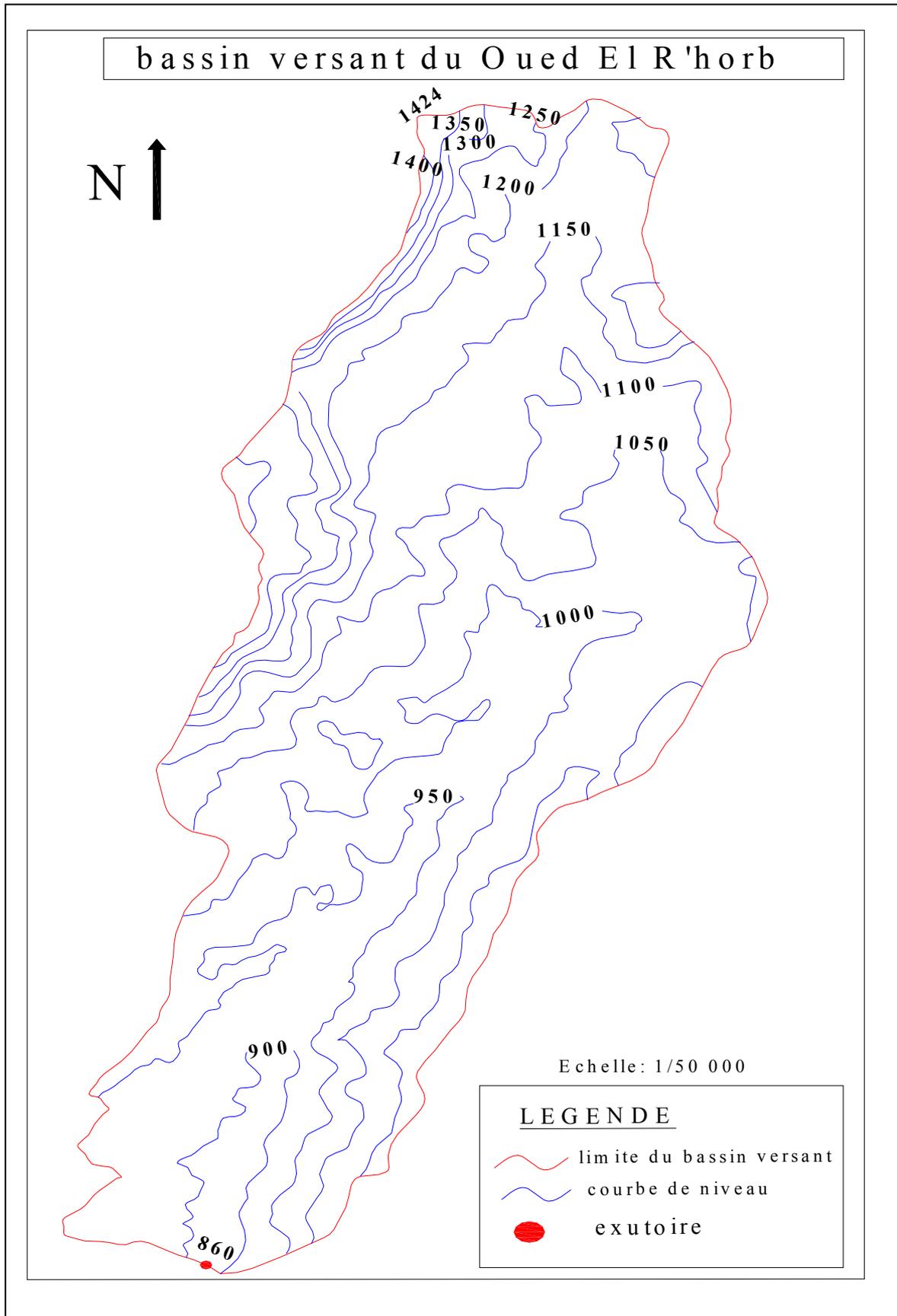


Fig.III.1 le bassin versant du l'oued R'horb

- **Rectangle équivalent** : La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent [$P=2(L+l)$].

La surface du rectangle équivalent [$A=L \cdot l$].

Le coefficient de compacité [$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$]

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1,12} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad \text{Si } K_G \geq 1,12$$

$$\text{A.N : } L = \frac{1.48 \sqrt{35.70}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{1.48} \right)^2} \right] = 13.06 \text{ km}$$

Et

$$l = \frac{31.50}{2} - 13.06 = 2.69 \text{ km}$$

La représentation du rectangle équivalent est donnée dans la page suivante (figure III.2)

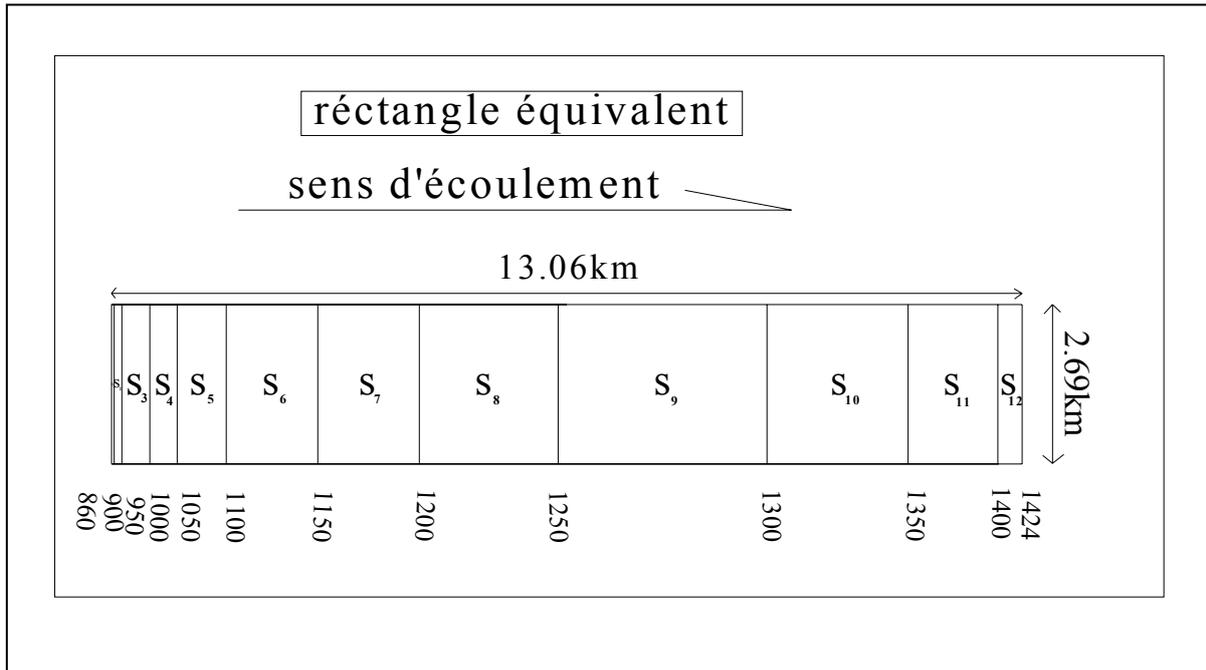


fig III.2 le rectangle équivalent

III.2.4) paramètres du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques 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.2.4.1) 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.01 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	S _i [Km ²]	S _i [%]	S _i cum [%]
1400 à 1424	0.10	0.28	0.28
1350 à 1400	0.30	0.84	1.12
1300 à 1350	1.10	3.08	4.20
1250 à 1300	1.07	3.00	7.20
1200 à 1250	1.93	5.41	12.61
1150 à 1200	3.59	10.06	22.66
1100 à 1150	3.98	11.15	33.81
1050 à 1100	5.44	15.24	49.05
1000 à 1050	8.19	22.94	71.99
950 à 1000	5.53	15.49	87.48
900 à 950	3.52	9.86	97.34
860 à 900	0.95	2.66	100.00

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 climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique (FigIII.3) on a :

$$H_{\max} = 1424 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 860 \text{ m NGA}$$

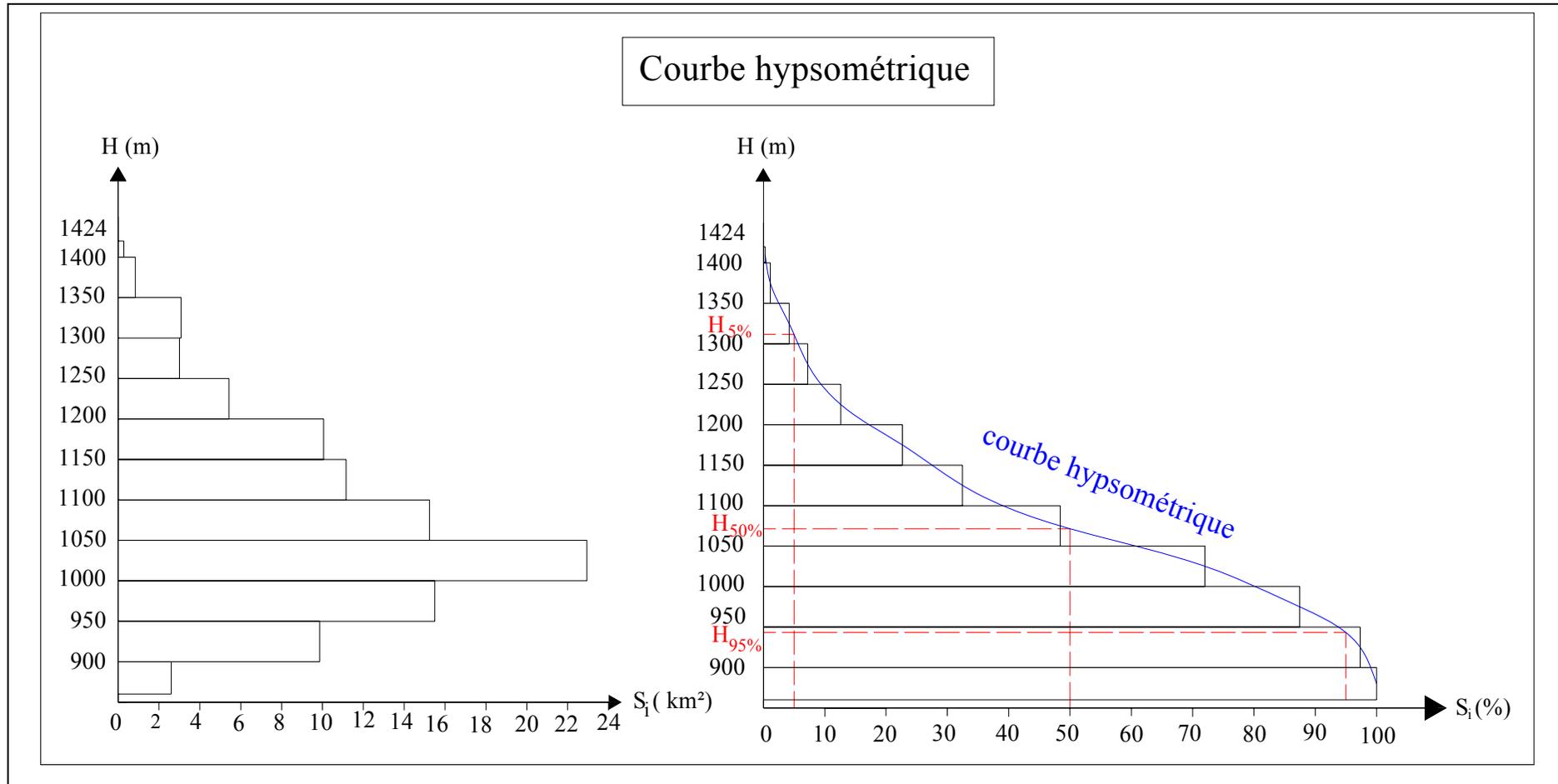


Fig.III.3 Courbe hypsométrique

III.2.4. 2) L'altitude moyenne du bassin versant:

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.2)$$

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.02 : Résultats de calcul.

Altitude (m)	H_i [m]	S_i [Km ²]	$S_i \cdot H_i$ [Km ² .m]
1400 à 1424	1412	0.10	141.2
1350 à 1400	1375	0.30	412.5
1300 à 1350	1325	1.10	1457.5
1250 à 1300	1275	1.07	1364.3
1200 à 1250	1225	1.93	2364.3
1150 à 1200	1175	3.59	4218.3
1100 à 1150	1125	3.98	4477.5
1050 à 1100	1075	5.44	584.8
1000 à 1050	1025	8.19	8394.8
950 à 1000	975	5.53	5391.8
900 à 950	925	3.52	3256
860 à 900	880	0.95	836

Donc

$$H_{\text{moy}} = \frac{38162}{35.7} = 1069 \text{m.NGA}$$

- **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.4) on a

$$H_{50\%}=1075\text{m}$$

$$H_{5\%}=1325\text{m}$$

$$H_{95\%}=940\text{m}$$

III.2.4.3) 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 c'est-à-dire 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 :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S} \dots\dots\dots (III.3)$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

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.03 : les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	ΔH (m)	L_i [km]
900	50	7.9
950		16
1000		21.9
1050		32.8
1100		12.5
1150		11
1200		12.8
1250		9.8
1300		12.1
1350		2.9
1400		1.5

Donc :

$$i_m = \frac{50 \cdot 10^{-3} \cdot 136.4}{35.70} \cdot 100\% = 19.10\%$$

III.2.4.4) Indice de pente globale i_g :

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.4)$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$H_{5\%} = 1227$ m ; $H_{95\%} = 621$ m.

A.N :

$$i_g = \frac{1325 - 940}{13.06 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 2.95\%$$

III.2.4.5) 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 :

$$i_p = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^n \left(x_i \cdot \sqrt{\frac{d}{x_i}} \right) \dots\dots\dots (III.5)$$

i_p : indice de pente [%];

L : longueur du rectangle [m];

x_i : distance qui sépare deux courbes sur la rectangle [m];

d : distance entre deux courbes de niveau successives [m];

d/x_i : Pente moyenne d'un élément [%];

Tableau III.04 : récapitulatif des calculs.

Altitude (m)	d (m)	x_i [km]	$\sqrt{\frac{d}{x_i}}$	$x_i * \sqrt{\frac{d}{x_i}}$
1400 à 1424	24	0.04	24.49	0.98
1350 à 1400	50	0.24	14.43	3.46
1300 à 1350	50	0.40	11.18	4.47
1250 à 1300	50	0.39	11.32	4.41
1200 à 1250	50	0.70	8.45	5.92
1150 à 1200	50	1.31	6.18	8.10
1100 à 1150	50	1.45	5.87	8.51
1050 à 1100	50	1.98	5.03	9.96
1000 à 1050	50	2.98	4.10	12.22
950 à 1000	50	2.01	4.99	10.03
900 à 950	50	1.28	6.25	8.00
860 à 900	40	0.35	10.69	3.47

Donc :

$$i_p = \frac{79.53}{13.06} = 6,09\%$$

III.2.5) caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

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, et selon la classification de Schaum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux

cours d'eau d'ordre (x) ». Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau d'ordre 5.

La représentation de Schaum sur notre bassin versant est fournie dans la figure III.4

III.2.5.1) La longueur du cours d'eau principal (L) :

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique et à l'aide d'un curvimètre la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 15.50 \text{ km}$$

III.2.5.2) 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.

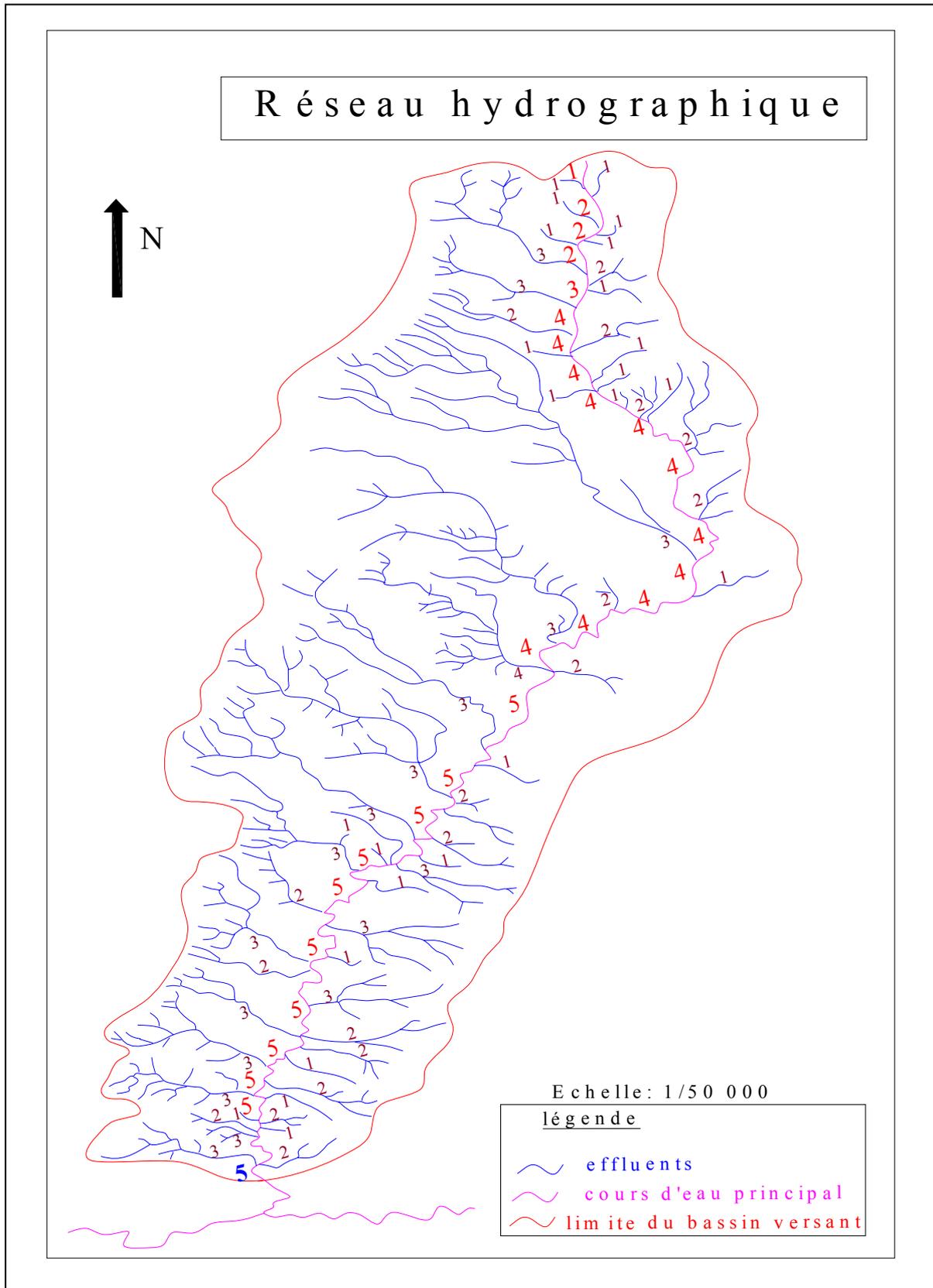


fig III.4. Le réseau hydrographique du l'oued R'horb

III.2.5.3) La pente moyenne d'un cours d'eau :

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, il agit sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_{\text{max}}}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

Où :

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH_{max} : dénivellation maximale de la rivière [m] ;

L : longueur du cours d'eau principal [km].

A.N :

$$P_{\text{moy}} = \frac{1424 - 860}{15.50 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 3.64\%$$

III.2.5.4) Le degré de développement du réseau :

III.2.5.4.1) 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 :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km²] ;

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [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.).

A.N :

$$D_d = \frac{136.10}{35.70} = 3.81 \text{ km/km}^2$$

III.2.5.4.2) La densité hydrographique coefficient de torrentialité :

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

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Où :

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

N_i : nombre de cours d'eau ;

S : superficie du bassin [km^2].

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.

$$F = \frac{312}{35.70} = 8.74 \text{ km}^{-2}$$

III.2.5.4.3) coefficient de torrentialité :

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

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots (III.9)$$

D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

A.N :

$$C_t = 3.81 \cdot 8.74 = 33.30$$

III.2.5.4.4) 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 calculé par les formules suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (III.10)$$

A : Surface du bassin versant en [Km^2] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

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

A.N :

$$T_c = \frac{4\sqrt{35.7} + 1.5 * 15.5}{0.8\sqrt{1069 - 860}} = 4,08 \text{ heure}$$

- Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots (III.12)$$

A.N :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot 15.5^3}{1420 - 860} \right)^{0,386} = 1.96 \text{ heure}$$

- Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

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

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 15.5^{0,77} \cdot 0,19^{0,385} = 2.88 \text{ heure}$$

- Formule de VENTURA :

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots (III.14)$$

A.N :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{35.7}{0,19}} = 1,74 \text{ heure}$$

Les résultats des différents méthodes sont présentes dans le Tableau suivant (Tableau III.5).

Tableau III.05 : Temps de concentration.

Formule	T_c (heure)
GIANDOTTI	4.08
CALIFORNIA	1.96
KIRPICH	2.88
VENTURA	1.74

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de KIRPICH car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à-dire :

$$T_c = 2.88 \text{ heure}$$

III.2.5.4.5) Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

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

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N :

$$V_R = \frac{15.5}{2.88} = 5,38 \text{ km/h}$$

Toutes ces valeurs sont consignées dans le Tableau N°III.06

Tableau III.06 : paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

Désignation	unité	Sym.	valeur
Surface	Km ²	S	35.70
Altitude maximale	m	H _{max}	1424
Altitude minimale	m	H _{min}	860
Altitude moyenne	m	H _{moy}	1069
Altitude médiane	m	H _{méd}	1075
Indice de pente globale	%	i _g	2.95
Pente moyenne du bassin versant	%	i _m	19.10
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	3.81
Pente moyenne du cours d'eau	%	P _{moy}	3,64
Densité hydrographique	Km ⁻²	F	8.74
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	15.50
Périmètre du bassin	Km	P	31.50
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1,50
Temps de concentration	H	T _c	2.88
Coefficient de torrencialité	***	C _t	33.30

III.3) Caractéristiques climatiques :

III.3.1) La température :

De façon générale le climat de la région est de type semi aride caractérisé par un été sec et chaud et un hiver relativement humide.

La température moyenne de la région est de 17 °c et la répartition mensuelle est la suivant :

Tableau III.08 : Répartition mensuelle de la température.

(1990-2004)(ANRH)

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	août
Température	21.7	16.7	11.9	9.3	8.3	9	10.8	13	15.9	22	26.3	25.1

III. 3.2) L'évaporation :

L'évaporation moyenne annuelle totale mesurée dans la région peut atteindre 1091mm, La répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.09 : Répartition mensuelle de l'évaporation

(1990-2004)(ANRH)

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	aôut
Evap (mm)	138	96.1	60	52.7	55.8	52.2	77.5	84	34.2	150	207.7	182.9
Evap (%)	11.59	8.07	5.04	4.42	4.69	4.39	6.51	7.05	2.87	12.59	17.44	15.36

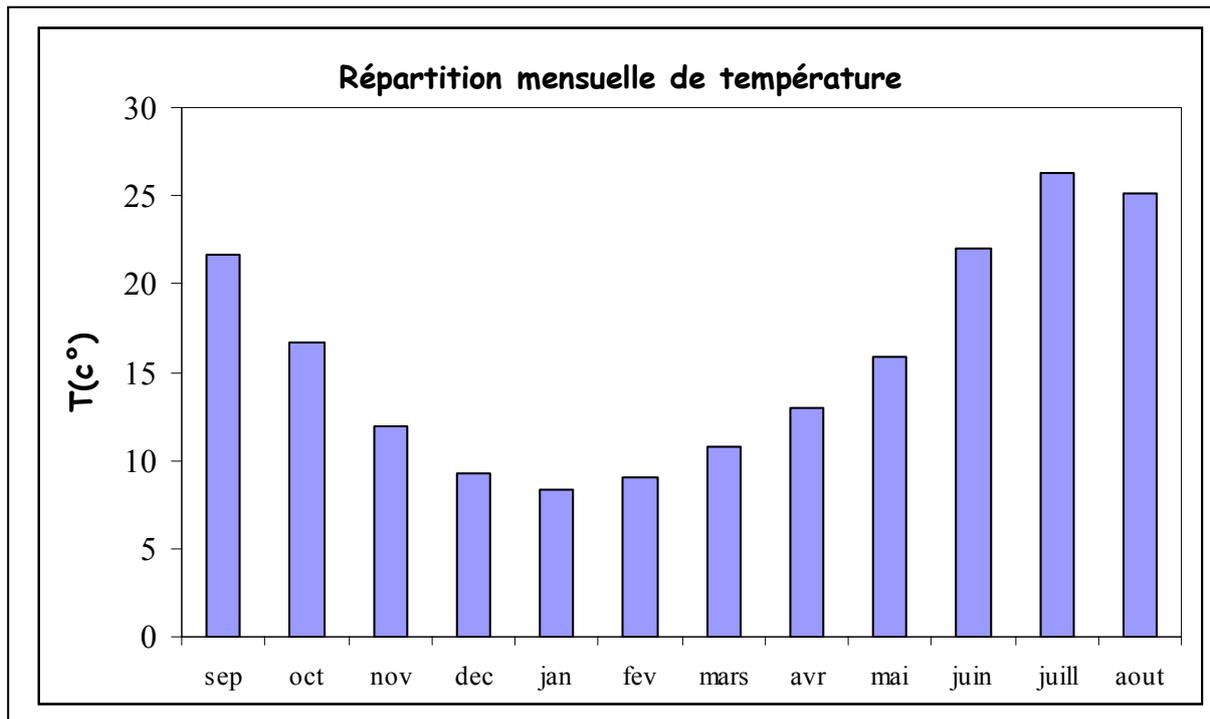
III.3.3) Humidité relative de l'aire :

L'humidité relative interannuelle est égale à 65 %, les valeurs extrêmes sont 77.4% dans le mois de janvier et 45.7% dans le mois de juin.

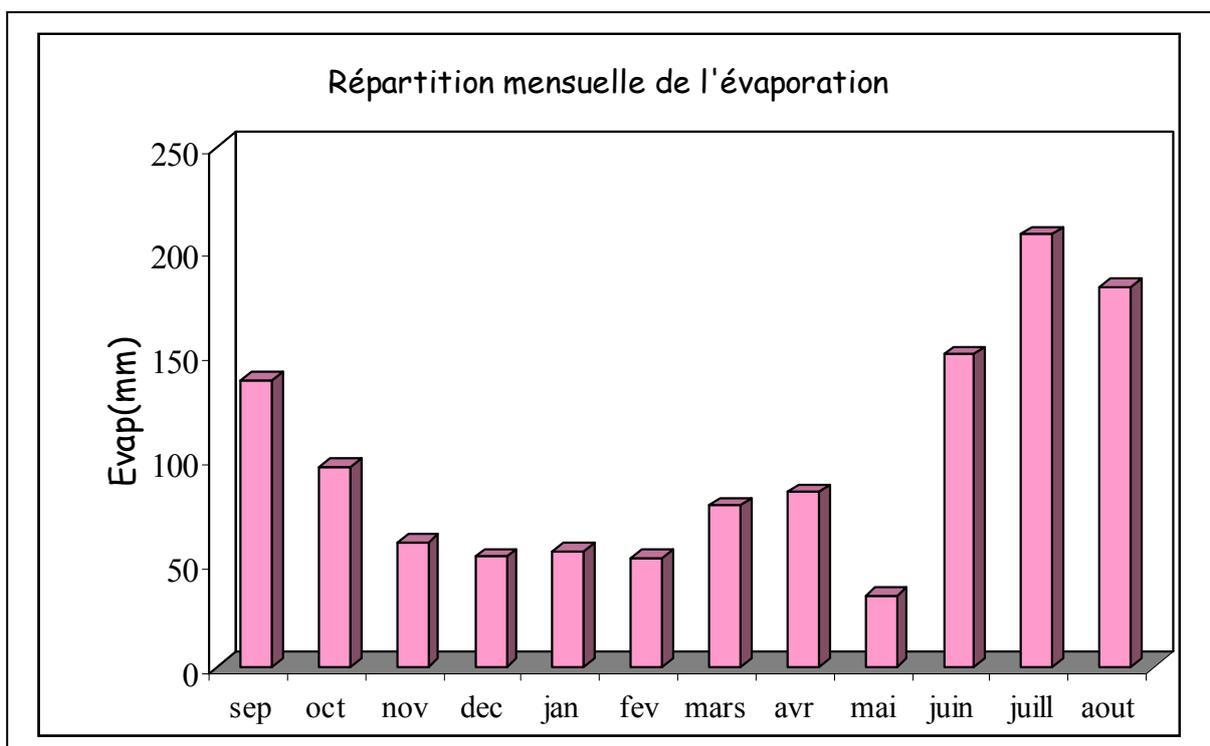
La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est donnée dans le tableau suivant

Tableau III.10 : Répartition mensuelle des humidités relatives

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	août
Humidité (%)	58.7	66.5	73.3	77.4	74.7	75.6	68.9	67.2	65.4	55.4	45.7	50.9



FigIII.5 la répartition mensuelle de la température



FigIII.6. la répartition mensuelle de l'évaporation

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ain boucif	011104	A.N.R.H	541.50	288.00	1250.00	1970-2004	34ans
Zoubiria	011404	A.N.R.H	513.50	312.80	940.96	1980-1991	11 ans

III.3.4) La pluviométrie : tableau III.11

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued R'horb, de cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le Tableau au dessus, (tableau III.11)

La station de Ain Boucif est plus proche de site que celle de Zoubiria, mais en parallèle il y a un manque des données qui réduit la série d'observation.

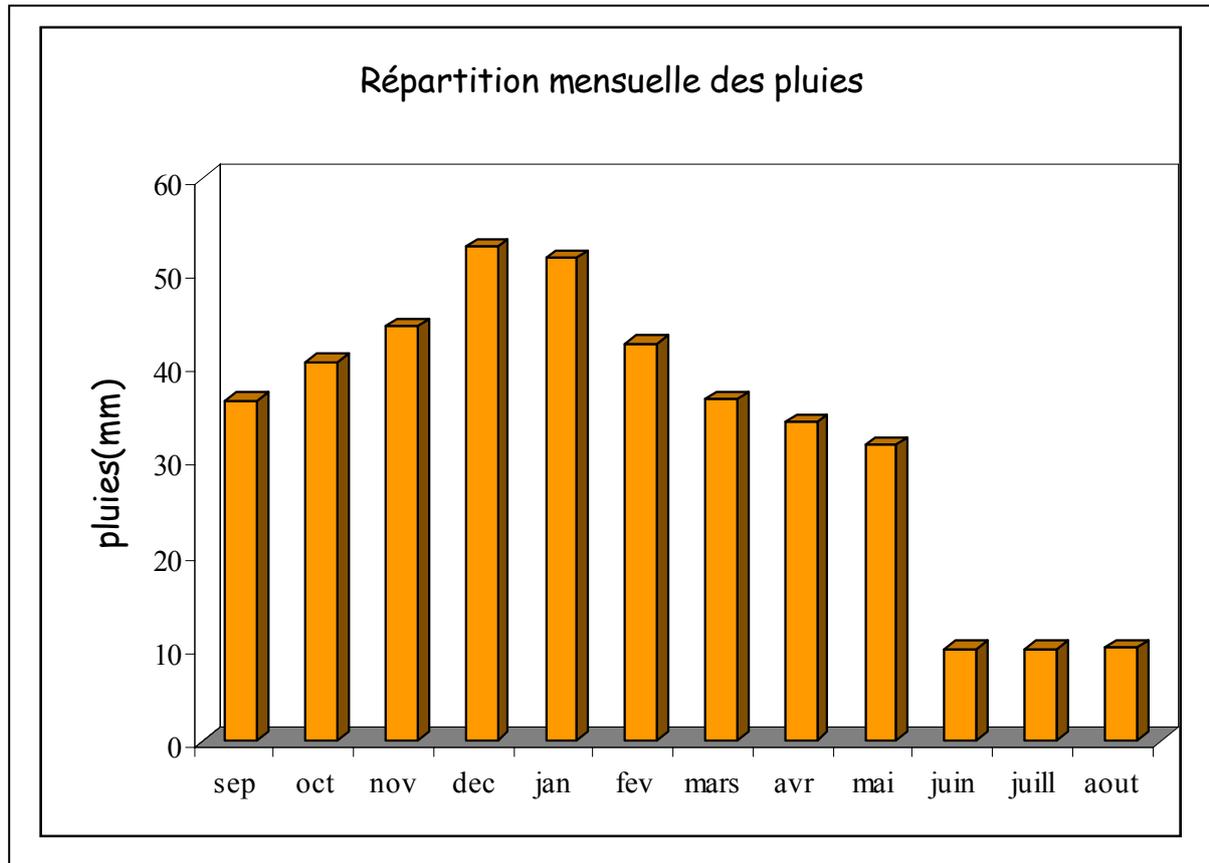
La station de Ain Boucif (011104) présente une très longue série donc la période d'observation de 1970 à 2004 représente la meilleure période d'observation.

La station de Ain Boucif possède une altitude voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station (400 mm) est très proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie (420mm), d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau III.12.

Tableau III.12 : Répartition mensuelle des pluies.

mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	aôut
Pluvio (mm)	36.30	40.54	44.29	52.48	51.60	42.39	36.52	34.91	31.66	9.73	9.74	9.84
Pluvio (%)	9.075	10.14	11.07	13.12	12.90	10.60	9.13	8.73	7.91	2.43	2.44	2.46



FigIII.7. Répartition mensuelle des pluies

III.3.5) Vitesse de vent :

La répartition mensuelle de la vitesse du vent est donnée dans le tableau III.13

Tableau III.13 : 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)	2.70	2.50	2.20	2.50	2.40	2.50	2.70	3.00	3.10	3.30	3.00	3.00

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 2.70 m/s. Le vent peut augmenter les besoins en eau et provoque quelques fois des dégâts sur certaines cultures.

III.4) 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.

III.4.1) Ajustement des pluies maximales journalières :

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

III.4.1.1) 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 a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

D'après les graphes d'ajustement on a remarqué que les trois graphes de Gumbel, lognormal et normal très proches mais la série s'ajuste mieux à la loi de lognormal. Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité sont calculés directement à partir du logiciel.

Les figures au dessous représentent les schémas d'ajustement aux trois lois :

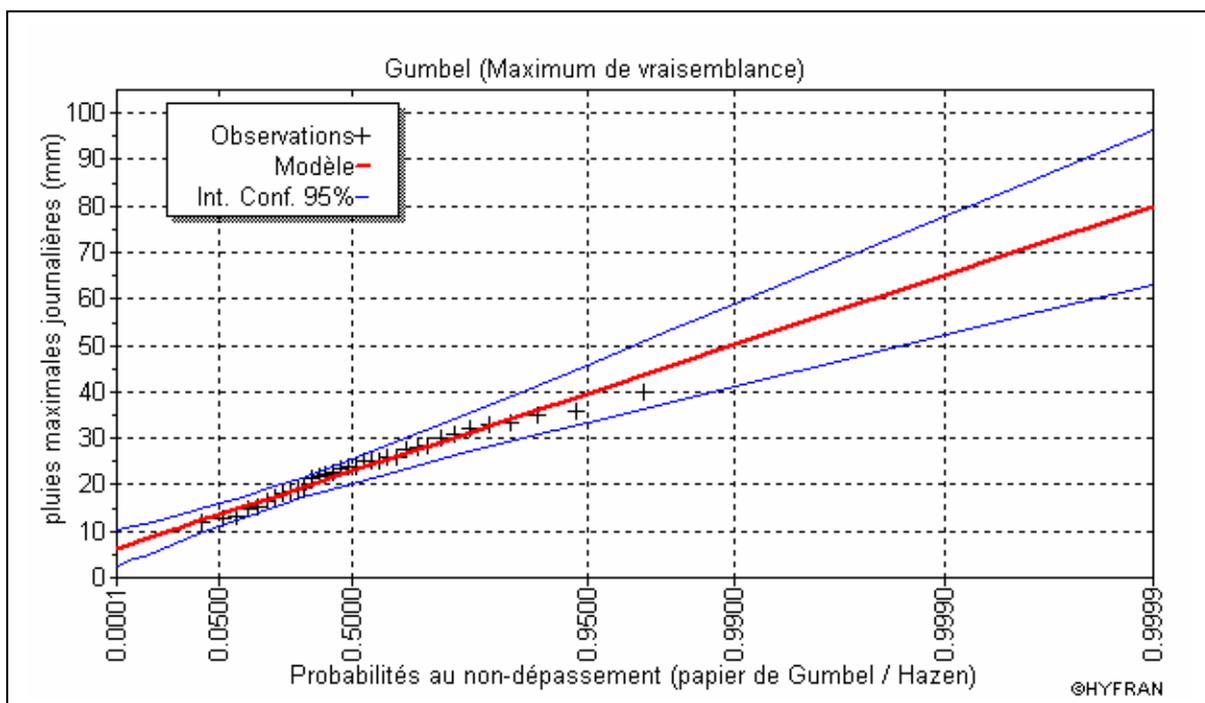


Fig III.8 L'ajustement des pluies à la loi de Gumbel

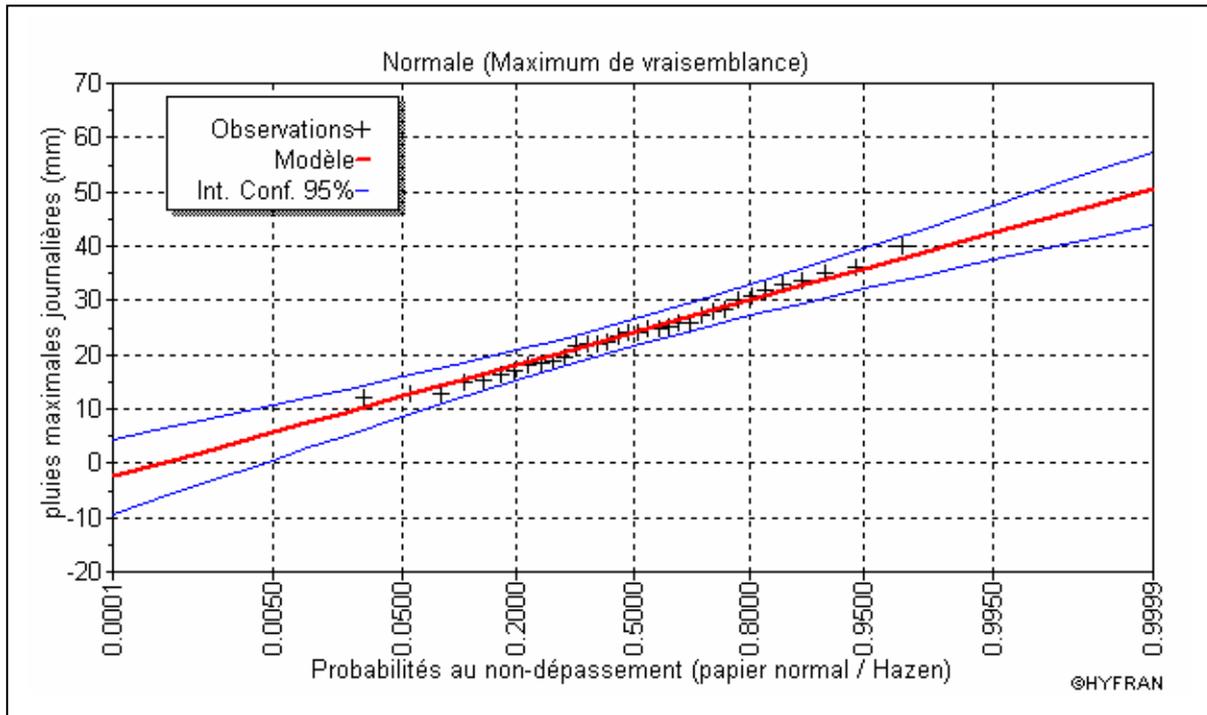


fig III.9. L'ajustement des pluies à la loi Normal

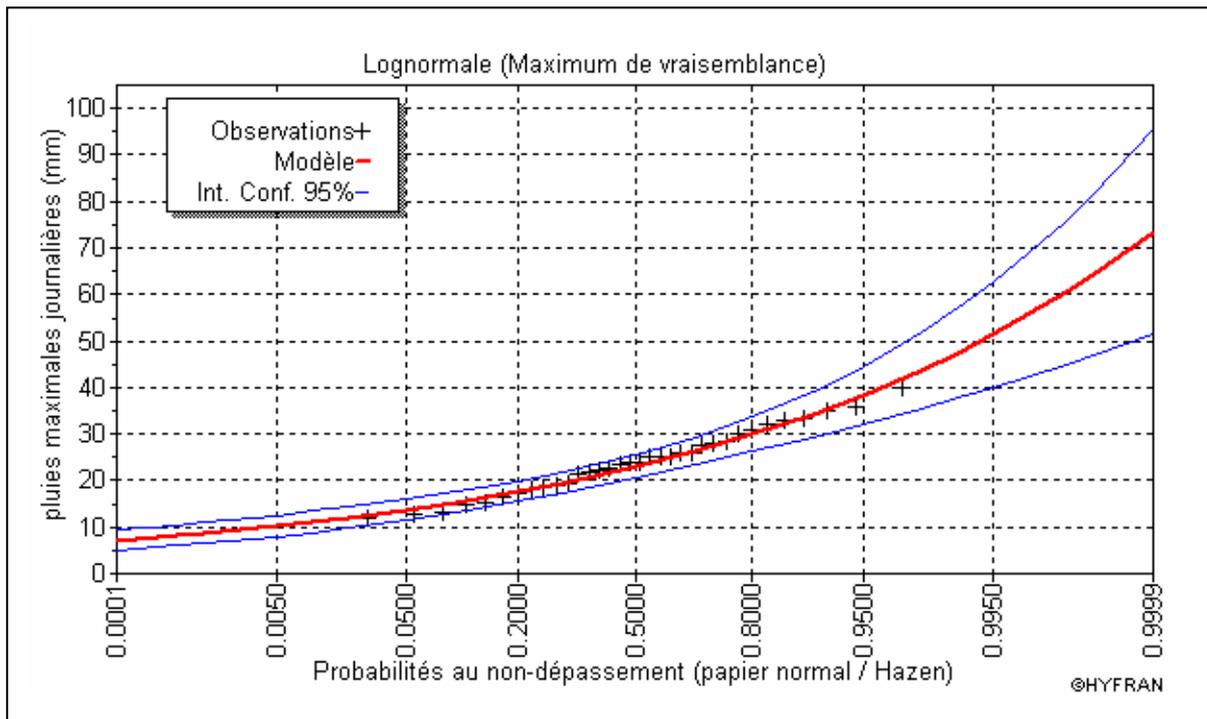


Fig III.10. L'ajustement des pluies à la loi de LogNormal

III.4.1.2) résultats de l'ajustement :

Après avoir effectué l'ajustement avec les trois lois et comparer graphiquement les représentations d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de lognormal donc c'est la loi la plus adéquate elle s'applique pour les pluies maximales journalières.

Log normal (méthode de maximum vraisemblance) :

Nombre d'observation : 34

Paramètres :

U=20.55

Alpha=6.42

Quantiles :

Q=F(x) : probabilité au non dépassement

Le tableau au dessous récapitule les résultats de l'ajustement à la loi de log normal

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt en mm	Ecart type	Intervalle de confiance
100	0.9900	50.1	4.53	41.2- 59
50	0.9800	45.5	3.94	37.9- 53.3
20	0.9500	39.6	3.16	33.4- 45.8
10	0.9000	35	2.57	30- 40.1

Les paramètres de la série à étudier sont les suivants :

Paramètre	Quantité
Moyenne [mm]	24.10
Ecart type [mm]	7.13
Coefficient de variation	0,30

Tableau III.16 : les précipitations des différent fréquence

Période de Retour (an)	100	50	20	10
Fréquence	0.99	0.98	0.95	0.90
P _{max j} (mm)	50.10	45.50	39.60	35.00

III.5) 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.5.1) Apports liquides :**III.5.1.1) 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 :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots \text{(III.17)}$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 400^{2,684} \cdot 35.70^{0,842} = 1.59 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

B) Formule de MEDINGER :

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots \text{(III.18)}$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,40 - 0,26)^2 = 0.02 \text{ m}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 0.02 \cdot 10^{-3} \cdot 35.70 \cdot 10^6 = 0.72 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

C) Formule de TURC:

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots (III.19)$$

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

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

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2}} \right) \dots\dots\dots (III.20)$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3 \dots\dots\dots (III.21)$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

AN :

$$L = 300 + 25 \cdot 15.8 + 0.05 (15.8)^3 = 892.21 \Rightarrow D = \left(\frac{400}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{400}{892.21} \right)^2}} \right) = 381.21 \text{ mm}$$

$$L_e = 400 - 381.21 = 18.79 \text{ mm} \Rightarrow \boxed{A_0 = 18.79 \cdot 10^{-3} \cdot 35.70 \cdot 10^6 = 0.67 \cdot 10^6 \text{ m}^3}$$

D) Formule de SAMIE:

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.22)$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulee en [mm].

$$\text{A.N:} \quad L_e = 400^2 (293 - 2.2\sqrt{35.70}) = 44.77 \text{ mm}$$

$$\boxed{A_0 = L_e \cdot S = 44.77 \cdot 10^{-3} \cdot 35.70 \cdot 10^6 = 1.60 \cdot 10^6 \text{ m}^3}$$

E) Formule de Mallet - Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots (III.23)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,6 \cdot 0,400 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,40^2}) = 0.03 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,03 \cdot 35.70 \cdot 10^6 = 1.06 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

f) Formule de Deri II:

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (III.24)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 400^{2,683} \cdot 3.81^{0,5} \cdot 35.70^{0,842} = 1.74 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.18.

Tableau III.18 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A_0 (M m ³)
ANRH	1.59
MEDINGUER	0.72
TURC	0.67
SAMIE	1.60
Mallet – Gauthier	1.06
Deri II	1.74

On opte pour la valeur proche de la moyenne entre les différentes méthodes

$$A_{\text{moy}} = \frac{1.59 + 0.72 + 0.67 + 1.60 + 1.06 + 1.74}{6} = 1.23.10^6 \text{ m}^3$$

Donc on prend la valeur donnée par la méthode de Mallet-Gauthier : $A_0 = 1.06.10^6 \text{ m}^3$

III.5.1.2) Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{(III.25)}$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".

AN :

$$M_e = \frac{1.06.10^9}{31,536.10^6} = 33.611 \text{ l/s}$$

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

On a :

$$M_0 = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{(III.26)}$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN :

$$M_0 = \frac{33.61}{35.70} = 0.94 \text{ l/s/km}^2$$

c) lame d'eau écoulée:

On a

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{1.06.10^6}{35.70.10^6} = 0,030 \text{ m} = 30 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots (III.28)$$

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

L_e : Lambe d'eau écoulée en [mm].

AN :

$$C_e = \frac{30}{400} = 0,075$$

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 :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.30)$$

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

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0,94) = 0,79 \quad \Leftrightarrow \quad C_v = 0,79 - (0,063 \log_{10} (35,70 + 1)) = 0,69$$

❖ **Formule d'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \dots\dots\dots (III.31)$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,7}{(35,70 + 1000)^{0,097}} = 0,36$$

❖ **Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN:**

$$C_v = \frac{0,93k}{M_0^{0,23}} = \frac{0,93 * 0,65}{0,94^{0,23}} = 0,61$$

K : coefficient de réduction k= (0.25-1.00), on prend k=0.65

❖ **Formule de KRISTSKY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots (III.32)$$

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

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$C_v = \frac{0,83}{(35.70^{0,06} \cdot 0.94^{0,27})} = 0,68$
--

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.19.

Tableau III.19 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0,69
N.N PADOUN	0,61
L'ANTONOV	0,36
KRISTSKY MENKEL	0,68

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

$$C_{v,moy} = \frac{0,69 + 0,61 + 0,36 + 0,68}{4} = 0,59$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

C_v = 0,61

III.5.1.3) Irrégularité des apports :

III.5.1.3.1) 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 :

$$A\% = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{1.06 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,61 + 1)}}}{\sqrt{0,61^2 + 1}} = 0.90 \cdot e^{0,45 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm^3].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.20.

Tableau III.20 : Apport fréquentiel.

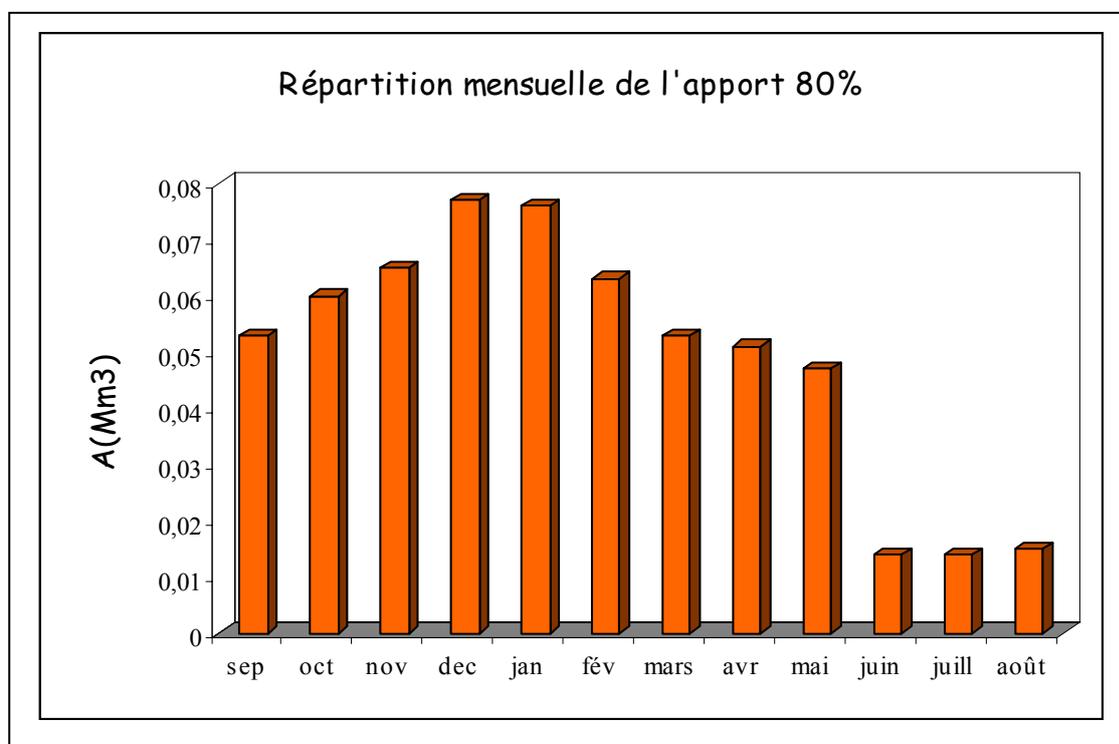
Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327
Apport (Mm^3)	0.62	1.60	2.27	2.56

III.5.1.3.2) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% est donnée dans le tableau II.21

Tableau II.21 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc.	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.053	0.06	0.065	0.077	0.076	0.063	0.053	0.051	0.047	0.014	0.014	0.015



FigIII.11. la répartition mensuelle de l'apport 80%

III.5.2) Apport solide 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 :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.33)$$

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

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

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

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

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.21 : 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 :

$$Q_S = 350 \cdot 30^{0.15} \cdot 35.70 = 20811.55 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{20811.55 \cdot 15}{1,6} = 204863.7 \text{ m}^3$$

B) Formule de GAVRILLOVIC :

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

On a :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots \text{(III.35)}$$

Tel que $T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm}$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que} \quad \left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an].

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m³/km²/an].

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.

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

t : température moyenne annuelle [°C].

P : périmètre du bassin versant [Km].

L : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [km].

A.N :

$$T = \sqrt{\frac{17}{10}} + 1 = 2,30 \Rightarrow T_{sp} = 2,30 \cdot 400 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,3^3} = 475.47.m^3/km^2/an$$

$$G_{rm} = \frac{\left(\sqrt{31.50 + 1069.10^{-3}} \right)}{0,2(15.5 + 10)} = 1.11.t/m^3$$

$$T_0 = 475.47 * 1.11 = 527.77.t/km^2/an$$

$$V_m = \frac{527.77 \cdot 15 \cdot 35.7}{\delta_s} = 176638m^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.22.

Tableau III.22 : récapitulatif des résultats de la volume mort.

Formule	Volume mort pour (m ³)
TIXERONT	204863
GAVRILLOVIC	176638

$$V_m = \frac{204863 + 176638}{2} = 190750m^3$$

on opte pour la formule de GAVRILLOVIC qui est proche de la moyenne

$$V_{mort} = 176638Mm^3$$

⇒

$$NVM = 863.88m.NGA$$

III.6) 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 crue).
- 4- Le temps de base.

III.6.1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :

A) Formule de MALLET - GAUTHIER:

On a:

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots \text{(III.36)}$$

$Q_{\max, p\%}$: 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].

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,40) \cdot 35 \cdot 70 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 35 \cdot 70}}{\sqrt{15.5}} = 37.77 \cdot \sqrt{4 \log T - 0,55}$$

Le Tableau III.23 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.23 : récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	100	50	20	10
Q_{\max} (m ³ /s)	103	94	81	70

B) Formule de SOKOLOVSKY:

On a :

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

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.24 : valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	1	2	5	10
α	0,7	0.65	0.60	0,55

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

Tableau III.25 : 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

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 35.70}{2.88} = 4,17 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$$

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

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

Période de retour (an)	100	50	20	10
Fréquence	1%	2%	5%	10%
P _{ct} (mm)	25.96	23.58	20.52	18.14
α _{p%}	0,70	0.65	0.60	0.55
Q _{max p%} (m ³ /s)	55	45	34	23

C) Formule de POSSENTI :

On a :

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

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

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

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

A.N :

$$Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{\max j\%} \cdot 35.70}{15.5} = 1727.42 \cdot P_{\max j\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.27.

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

Période de retour (an)	100	50	20	10
P _{max j%} (mm)	50.10	45.50	39.60	35.00
Q _{max} (m ³ /s)	87	79	68	60

D) Formule de TURRAZA :

On a :

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

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 T_c en [mm/h].

Tableau III.28 : récapitulatif des résultats de la formule Turraza.

Fréquence (%)	1	2	5	10
C	0,70	0,65	0,60	0,55
I _{tc} (mm/h)	9.01	8.19	7.13	6.30
Q _{max} (m ³ /s)	63	53	42	34

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.27.

Tableau III.29 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	103	94	81	70
Sokolovsky	55	45	34	23
Possenti	87	79	68	60
Turraza	63	53	42	34
Moyenne	77	68	56	47

L'analyse des résultats obtenus par les quatre formules montre que la formule de Possenti est la plus proche à la moyenne, donc on opte pour les valeurs trouvées par la formule de Possenti.

III.6.2) Hydrogrammes de crues :

Les hydrogrammes de crue seront établit 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

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

- Pour la décrue

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

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [$t_m=t_c=2.88h$].

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.30 : 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 :

$$t_d = \delta * t_m = 2,5 * 2.88 = 7.20 \text{ heures.}$$

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{2.88} \right)^2$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max,p\%} \cdot \left(\frac{(7,2-t)}{7,2} \right)^3$$

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

Tableau N°III.31 : récapitulatif des résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes du crue

Temps (h)	0	1	2	2.88	3	4	5	6	7	8	9	10	10,08
Q 1% (m³/s)	0,00	10.49	41.96	87	82.72	52.39	30.56	15.83	6.81	2.10	0.29	0.00	0,00
Q 2% (m³/s)	0,00	9.52	38.10	79	75.12	47.57	27.75	14.38	6.18	1.95	0.27	0.00	0,00
Q 5% (m³/s)	0,00	8.20	32.79	68	64.66	40.95	23.88	12.37	5.32	1.64	0.23	0.00	0,00
Q 10% (m³/s)	0.00	7.23	28.94	60	57.05	36.13	21.07	10.92	4.70	1.45	0.20	0.00	0.00

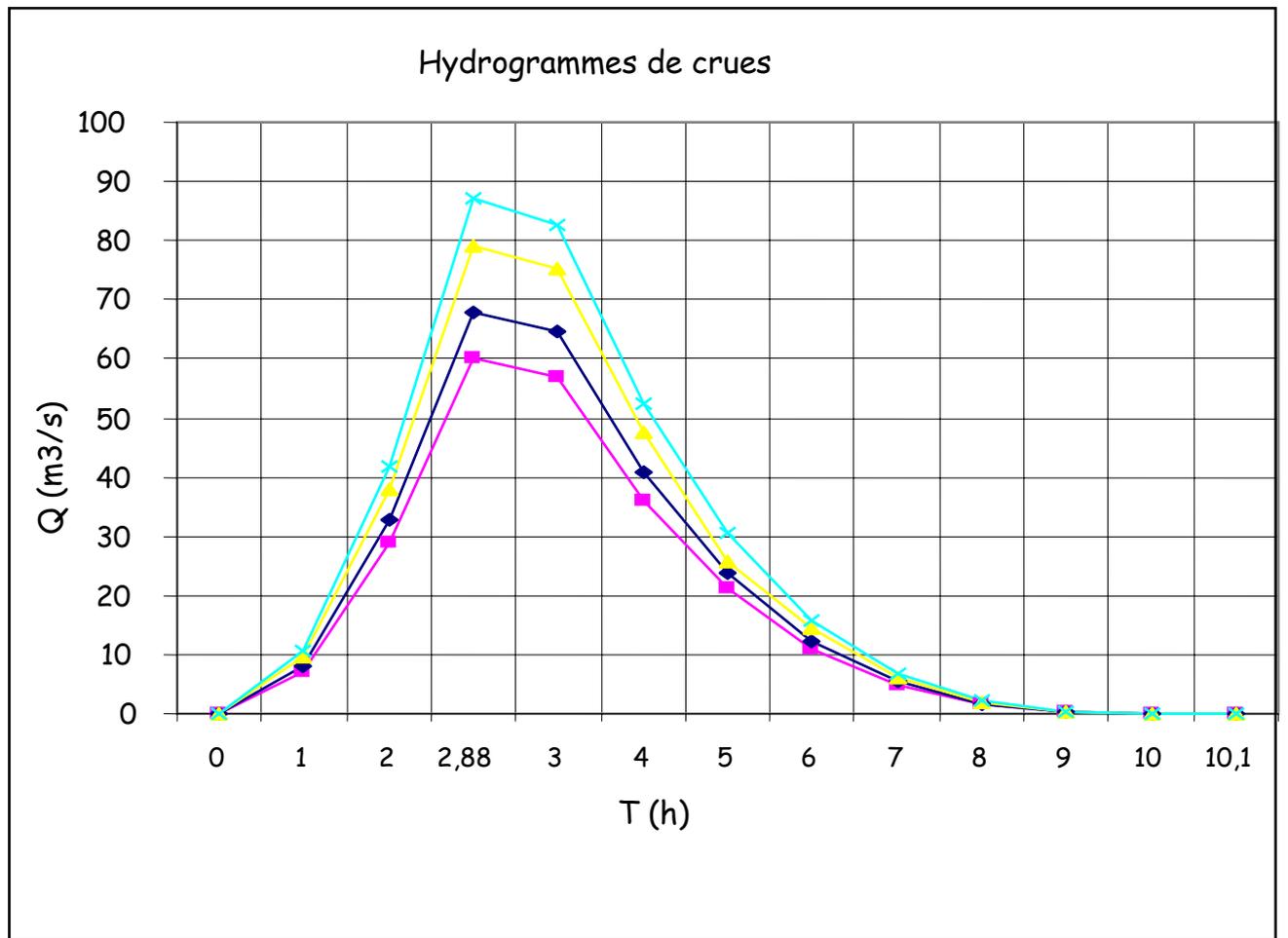


Fig. III.12 Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences.

III.6.2.1) L'hydrogramme synthétique:

L'hydrogramme synthétique est le plus adéquat pour les retenues collinaires et les petits barrages car il donne beaucoup de précision de la répartition de la crue le long du bassin et les résultats sont approchés que celui de Sokolovsky.

III.6.2.2) Construction du réseau isochrone:

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'exutoire est le même.

L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène. Le tracé du réseau consiste à déterminer le temps à

partir de la vitesse d'écoulement et la longueur du talweg $t_i = \frac{d_i}{V_m}$

d_i : distance mesurée suivant le trajet de l'eau et V_m : vitesse moyenne de l'écoulement

III.6.2.3) Les surfaces débitantes :

C'est les surfaces comprises entre deux courbes isochrones elles sont tirées à partir du tracé du réseau isochrone par planimètre et elles représentées dans le tableau III-32 et Le réseau isochrone est représenté dans la figure III-13

Tableau III-32: Surfaces débitantes

Désignation	Temps (min)	Surface (km ²)	S débitante (km ²)
S1	0.25	1.51	1.51
S2	0.50	1.75	3.26
S3	0.75	2.28	5.54
S4	1.00	3.07	8.61
S5	1.25	3.52	12.13
S6	1.50	3.68	15.81
S7	1.75	4.31	20.12
S8	2.00	4.28	24.40
S9	2.25	4.79	29.19
S10	2.50	2.76	31.95
S11	2.75	2.80	34.75
S12	2.88	0.95	35.70

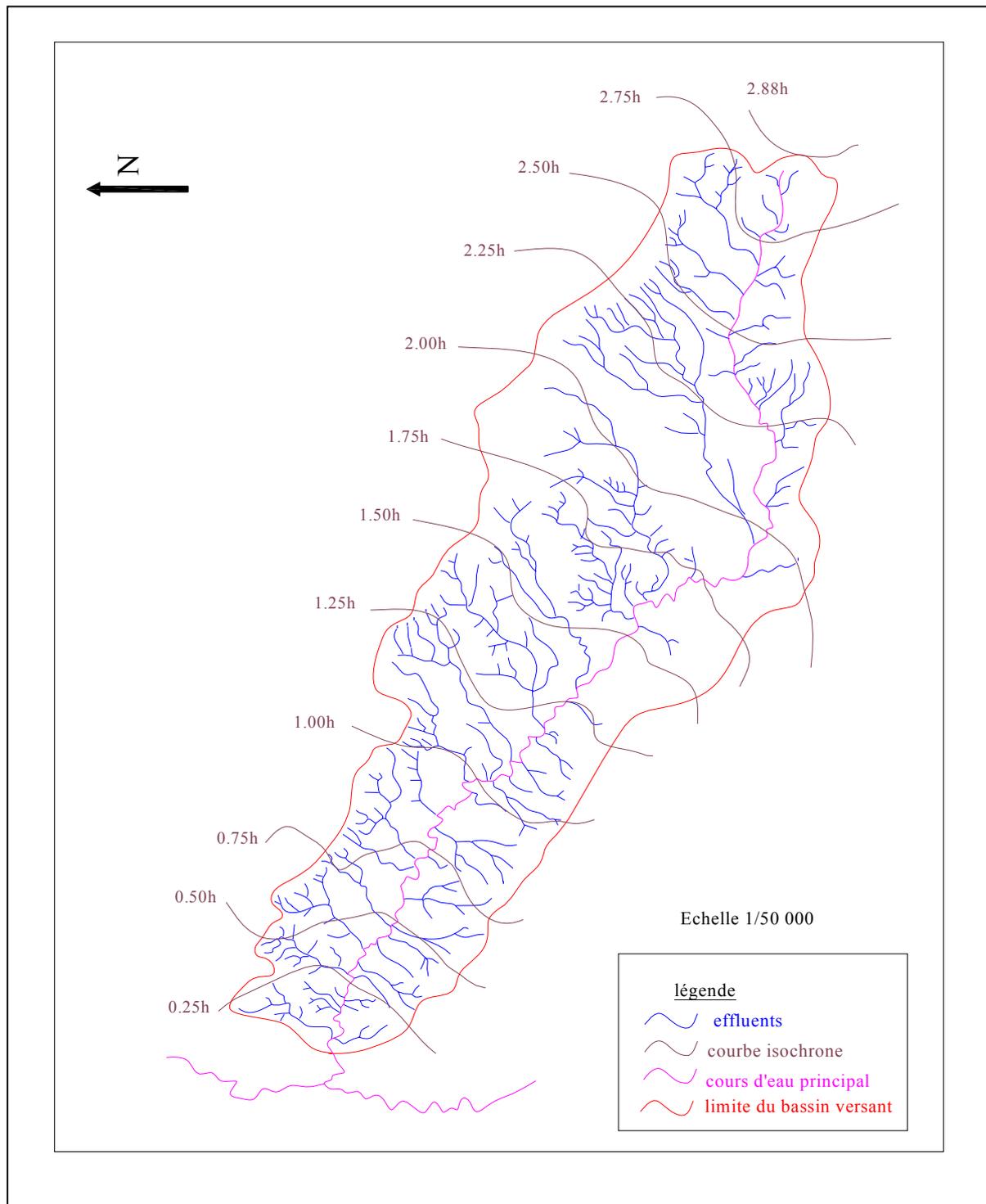


Fig. III.13 le réseau des courbes isochrones.

III.6.2.4) Détermination du débit maximum probable :

Il s'agit de déterminer le débit maximum probable qui correspond à une surface et à une durée de l'averse bien déterminées qui seront par la suite incluses dans le calcul des ordonnées de l'hydrogramme voulu.

Pour connaître le débit maximum, il faut connaître l'intensité efficace qui est :

$$I_{eff} = \frac{P_{eff}}{T}$$

$$P_{eff} = P_{nette} - D$$

$$P_{nette} = P_{max p\%} = P_{max j, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{0.31}$$

D : le déficit d'écoulement, il est estimé à 23% de la lame écoulée

$D = P^2 - \lambda P^2$ P : précipitation moyenne annuelle

Les résultats sont représentés dans le tableau III-33

Tableau III-33 Détermination du débit max probable $Q_{max p\%}$

S_{max} (km^2)	T (h)	P_{nette} (mm)	D= 10% (mm)	P_{eff} (mm)	I_{eff} (mm/h)	Q_{max} (m^3/s)
1.51	0.25	12.17	1.22	10.95	43.80	18.37
3.26	0.50	15.09	1.51	13.58	27.16	24.59
5.54	0.75	17.11	1.71	15.40	20.53	31.59
8.61	0*1.00	18.71	1.87	16.84	16.84	40.28
12.13	1.25	20.05	2.01	18.04	14.43	48.62
15.81	1.50	21.21	2.12	19.09	12.73	55.91
20.12	1.75	22.25	2.23	20.02	11.44	63.94
24.40	2.00	23.19	2.32	20.87	10.44	70.76
29.19	2.25	24.05	2.41	21.64	9.62	78.00
31.95	2.50	24.85	2.49	22.36	8.94	79.34
34.75	2.75	25.6	2.56	23.04	8.38	80.89
35.70	2.88	26.0	2.60	23.40	8.13	80.57

III.6.2.5) Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique :

Les ordonnées de l'hydrogramme de cures probable sont calculées par la formule :

$$Q_{max p\%} = \frac{I_{eff max} \sum_{i=1}^n S_i}{3.6} = a \sum_{i=1}^n S_i$$

I_{eff} : constante, elle correspond au débit de pointe du temps de montée

Les résultats sont représentés dans le tableau III-34

Tableau III-34 Ordonnées de l'hydrogramme de crue

S max (km ²)	T (h)	P nette (mm)	D= 10% (mm)	P eff (mm)	I eff (mm/h)	Q max (m ³ /s)
0	0	25.60	2.56	23.04	8.3781818	0,00
1.51	0,25	25.60	2.56	23.04	8.3781818	3.51
3.26	0,50	25.60	2.56	23.04	8.3781818	7.59
5.54	0.75	25.60	2.56	23.04	8.3781818	12.90
8.61	1.00	25.60	2.56	23.04	8.3781818	20.04
12.13	1.25	25.60	2.56	23.04	8.3781818	28.24
15.81	1.50	25.60	2.56	23.04	8.3781818	36.80
20.12	1.75	25.60	2.56	23.04	8.3781818	46.83
24.40	2.00	25.60	2.56	23.04	8.3781818	56.80
29.19	2.25	25.60	2.56	23.04	8.3781818	67.95
31.95	2.50	25.60	2.56	23.04	8.3781818	74.37
34.75	2.75	25.60	2.56	23.04	8.3781818	80.89
33.24	3.00	25.60	2.56	23.04	8.3781818	77.38
31.49	3.25	25.60	2.56	23.04	8.3781818	73.30
29.21	3.50	25.60	2.56	23.04	8.3781818	70.00
26.14	3.75	25.60	2.56	23.04	8.3781818	60.85
22.62	4.00	25.60	2.56	23.04	8.3781818	52.65
18.94	4.25	25.60	2.56	23.04	8.3781818	44.09
14.63	4.50	25.60	2.56	23.04	8.3781818	34.06
10.35	4.75	25.60	2.56	23.04	8.3781818	24.09
5.56	5.00	25.60	2.56	23.04	8.3781818	12.94
2.80	5.25	25.60	2.56	23.04	8.3781818	6.52
0	5.50	25.60	2.56	23.04	8.3781818	0

La figure III.14 donne la représentation de l'hydrogramme de crue de fréquence 1%

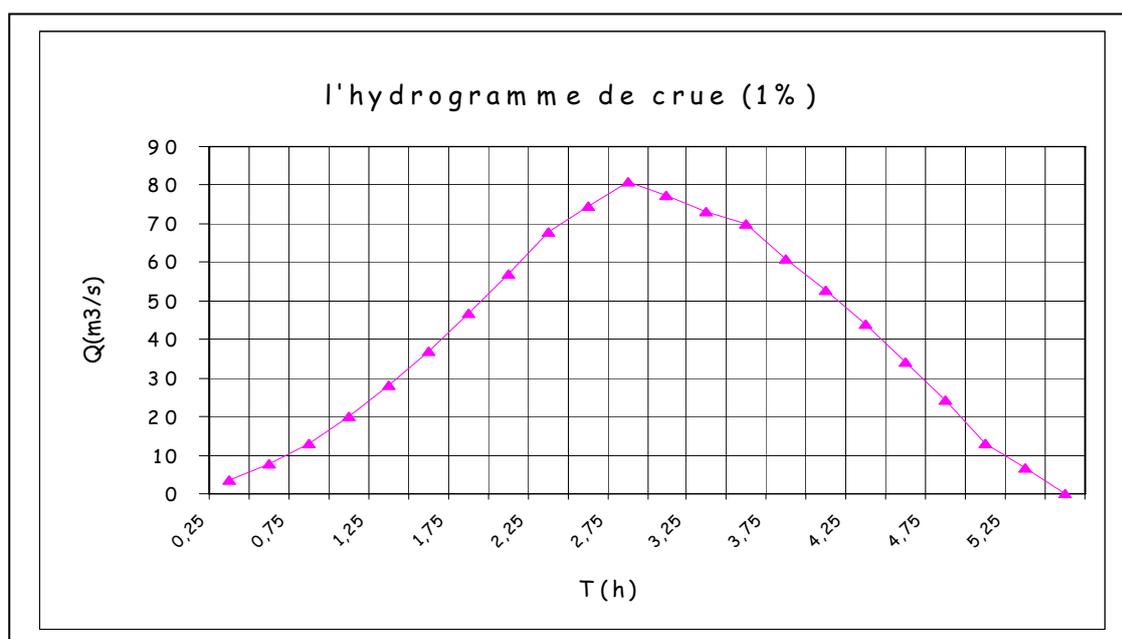


Fig.III.14 L'hydrogramme de crue de 1%

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

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

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

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.35 : Catégories des dommages résultant des crues.

Domages élevés	Domages importants	Domages 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.36 : 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 superficiale–perméabilité...etc.)

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

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

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 ($I_g=1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée ($I_g=2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

Tableau.III.37: Choix de la crue de projet.

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

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

D'où : $Q_{max}=81m^3/s$

III.7) 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.38 : surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Surface (m ²)	Surface moy (m ²)	Hauteur (m)	Volume partiel (m ³)	Volume cumulé (m ³)
854	0,000	76.5	2	204	0
856	153	2824.5	2	5649	204
858	5496	11283.5	2	22567	5853
860	17071	26650.5	2	53301	28420
862	36230	50566.5	2	101133	81721
864	64903	75754	2	151508	182854
866	86605	97908	2	195816	334362
868	109211	119841.5	2	239683	530178
870	130472	139035.5	2	278071	769861
872	147599				1047932

Remarque :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \times 153 \times 2 = 204 \text{ m}^3$$

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure III.15.

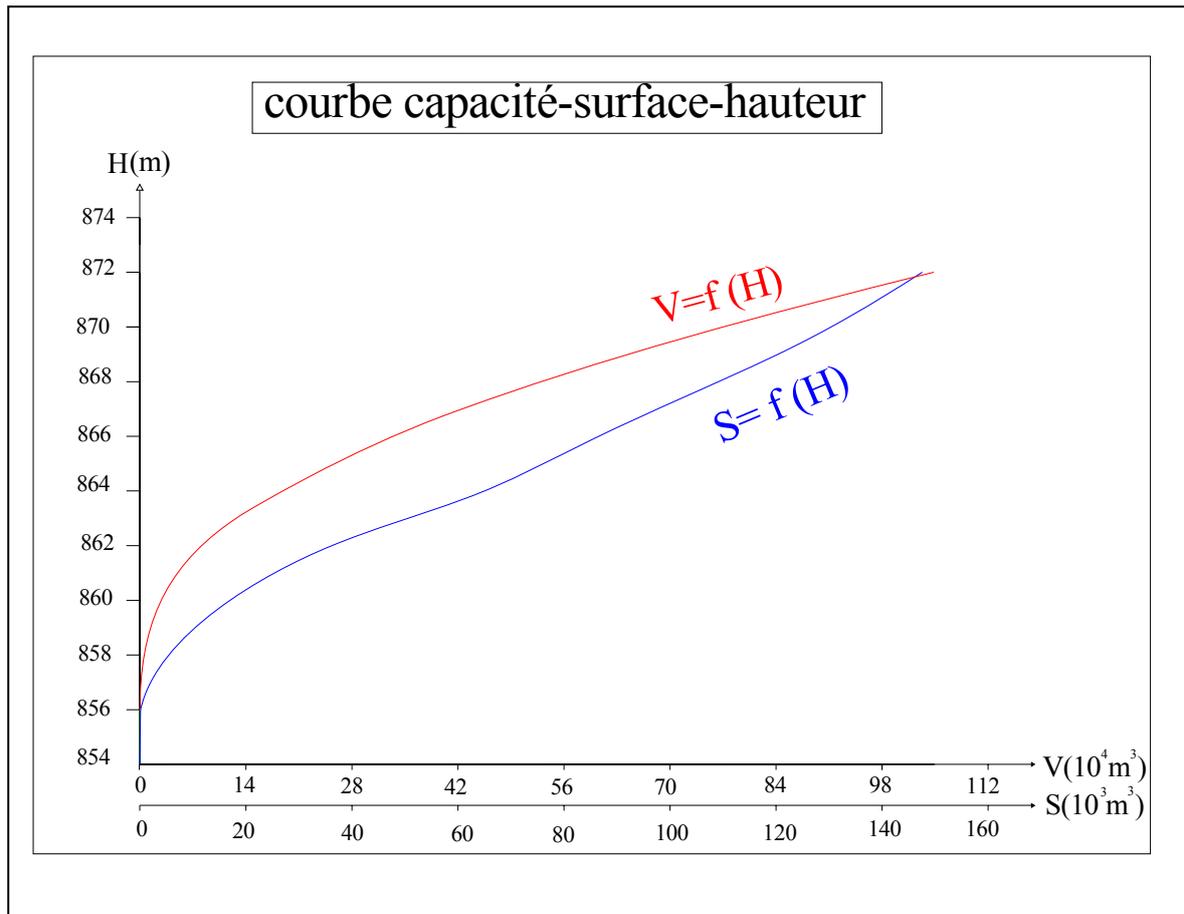


Fig.III. 15. Courbe hauteur-surface-capacité

III-8) 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.

III.8.1) 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.39 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin (m ³ /ha/an)	Besoin (%)
septembre	750	15
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	250	5
Mai	7500	15
Juin	1000	20
Juillet	1250	25
Août	1000	20
Totale	5000	100

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

1) Une fréquence de 70% :

$$A_u = A_0 \cdot 0,7 = 1.06 \cdot 0,7 = 0.742 \text{ Mm}^3.$$

A_u : Apport utilisable.

A_0 : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{0.742}{5000 \cdot 10^{-6}} = 148,40 \text{ ha}$$

S_i : Surface irrigable.

2) Une fréquence de 80% :

$$A_u = A_0 \cdot 0,8 = 1.06 \cdot 0,8 = 0.848 \text{ Mm}^3.$$

A_u : Apport utilisable.

A_0 : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{0.848}{5000 \cdot 10^{-6}} = 169.6 \text{ ha}$$

S_i : Surface irrigable.

3) Une fréquence de 90% :

$$A_u = A_0 \cdot 0,9 = 1.06 \cdot 0,9 = 0.954 \text{ Mm}^3.$$

A_u : Apport utilisable.

A_0 : apport moyen interannuel

Tableau N°III.40 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation.

Mois	U_{irr} (Mm ³)		
	70%	80%	90%
septembre	0,118	0,136	0,153
Octobre	0,000	0,000	0,000
Novembre	0,000	0,000	0,000
Décembre	0,000	0,000	0,000
Janvier	0,000	0,000	0,000
Février	0,000	0,000	0,000
Mars	0,000	0,000	0,000
Avril	0,022	0,025	0,028
Mai	0,066	0,076	0,086
Juin	0,148	0,169	0,191
Juillet	0,207	0,237	0,267
Août	0,178	0,203	0,229
Totale	0.742	0.848	0.954

Pour optimiser le taux de régularisation on trace une courbe de côte d'eau en fonction des taux choisis (70%, 80% et 90%).

D'après cette courbe on aura le taux de régularisation optimal correspondant à la côte du volume minimum, taux optimum 80%.

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le Tableau III.41.

Tableau N°III.41 : Répartition mensuelle de la consommation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
U (Mm ³)	0,136	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.025	0.076	0.169	0.237	0.203

III.8.2) 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 hydraulicité 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.42.

$$V_s = 0.784 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.572 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0.572 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.572 + 0,176 = 0.748 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 0.748 \text{ Mm}^3$$

⇒

$$\text{NNR} = 869.80 \text{ m.NGA}$$

Tableau N°III.37 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	0.1075	0.0000	0.1075	0.1766	0.1766	***
				0.2841	0.2841	***
Nov	0.1175	0.0000	0.1175	0.4013	0.4013	***
				0.5404	0.5404	***
Dec	0.1391	0.0000	0.1391	0.6770	0.6770	***
				0.7485	0.7894	0.0409
Jan	0.1366	0.0000	0.1366	0.7485	0.8452	0.0967
				0.7485	0.8156	0.0671
Fev	0.1124	0.0000	0.1124	0.7485	0.8156	0.0671
				0.7485	0.7559	0.0074
Mar	0.0967	0.0000	0.0967	0.7485	0.7559	0.0074
				0.6047	0.6047	***
Avr	0.0925	0.0254	0.0671	0.3932	0.3932	***
				0.2159	0.2159	***
Mai	0.0838	0.0763	-0.0750	0.1766	0.1766	***
				0.1766	0.1766	***
Juin	0.0258	0.1696	-0.1438	0.1766	0.1766	***
				0.1766	0.1766	***
Juil	0.0259	0.2374	-0.2115	0.1766	0.1766	***
				0.1766	0.1766	***
Août	0.0261	0.2035	-0.1774	0.1766	0.1766	***
				0.1766	0.1766	***
Sep	0.0964	0.1356	-0.0392	0.1766	0.1766	***
				0.1766	0.1766	***

III.8.2.1) 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:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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 successifs

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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.

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

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

Tableau N°III.39 : 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 considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

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

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 vérifiée on doit faire des itérations.

L'estimation de l'erreur :

$$\varepsilon = \frac{V_u' - V_u}{V_u} \cdot 100 = \frac{0.6457 - 0.5719}{0.5719} \cdot 100 = 12.90 \%$$

La condition n'est pas vérifiée, donc, on doit faire une deuxième approximation et estimer l'erreur.

Après avoir fait les calculs pour la deuxième itération les résultats sont portés dans le tableau III.40.

Tableau N°III.40 régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	Vri ₁ (Mm ³)	Smoy (m ²)	Evapo (mm)	Vévap (Mm ³)	Vinf (Mm ³)	π (Mm ³)	U+ π (Mm ³)	A-(U+π) (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
									Vri ₂ (Mm ³)	Vrf ₂ (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	0,2760689	68750	0,0961	0,0066069	0,0011318	0,0077386	0,0077386	0,0997614	0,2764014	0,2764014	***
Nov	0,3865902	87650	0,06	0,005259	0,0016566	0,0069156	0,0069156	0,1105844	0,3869857	0,3869857	***
Dec	0,5179208	100125	0,0527	0,0052766	0,0022613	0,0075379	0,0075379	0,1315621	0,5185478	0,5185478	***
Jan	0,6449903	112750	0,0558	0,0062915	0,0029073	0,0091987	0,0091987	0,1274013	0,6459491	0,6459491	***
Fév	0,7472687	123625	0,0522	0,0064532	0,0034806	0,0099339	0,0099339	0,1024661	0,7484152	0,7484152	***
Mars	0,8302573	132000	0,0775	0,01023	0,0039242	0,0141542	0,0141542	0,0825458	0,826181	0,8309611	0,0047801
Avr	0,8749176	145300	0,084	0,0122052	0,004112	0,0163172	0,0417572	0,0507428	0,826181	0,8769238	0,0507428
Mai	0,8217431	145000	0,0342	0,004959	0,0041104	0,0090694	0,0853894	-0,001589	0,8245916	0,8245916	***
Juin	0,6561997	127570	0,15	0,0191355	0,0036949	0,0228304	0,1924304	-0,16663	0,6579613	0,6579613	***
Juill	0,4200446	109550	0,2077	0,0227535	0,0026906	0,0254441	0,2628841	-0,236984	0,4209771	0,4209771	***
Août	0,2261125	86100	0,1829	0,0157477	0,0016154	0,0173631	0,2208831	-0,194683	0,226294	0,226294	***
Sep	0,1766396	67875	0,138	0,0093668	0,0010069	0,0103736	0,1460536	-0,049654	0,1766404	0,1766404	***

D'après le tableau III.40 on a :

$$V''_s = 0.7051Mm^3 \quad \text{Et} \quad V''_d = 0.6495 Mm^3.$$

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

$$V''_u = V''_d = 0.6495 Mm^3$$

L'estimation de l'erreur:

$$\varepsilon = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100 = \frac{0.6495 - 0.6457}{0.6457} \cdot 100 = 0.58\%$$

L'erreur **0.58% < 2%** donc il est acceptable.

Le volume normal de la retenue est de:

$V_{NNR} = 0.826181Mm^3$	\Rightarrow	$NNR = 870.35m.NGA$
--------------------------	---------------	---------------------

III.8.3) Laminage des crues:

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

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

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (III.40)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est : $Q - q = S.dh/dt$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by step et d'autres méthodes nous on va s'intéresser à la méthode de Kotchirine qui est largement utilisée et donne des résultats précis et fiables.

Méthode de Kotchirine :

La méthode de Kotchirine 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 : Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots(III.41)$$

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 :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots(III.42)$$

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,

2 : Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.43)$$

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 0,48;

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

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots(III.44)$$

Et : $S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots(III.45)$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.46)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.47)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.48)$$

Où :

H_o : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$: 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.41 données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m²/s
α	1
Q_{1%}	81m³/s
V_{crue 1%}	801900 m³
m	0,48
P	1.5 m

Tous les calculs ont été réalisés à l'aide du programme Kotch.xls et ils sont fournis dans les tableaux suivants.

Tableau N°III.42 calcul de la 1^{ère} étape.

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Debit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	V _{forcé} (m ³)
g	9,81	10	0,5	7,674	15	0,512	73319
a	1	12	0,8	18,64	21,6	0,863	118819
2*g	19,62	14	1	30,39	28	1,085	153819
2. g^{0,5}	4,4294	16	1,2	45,65	35,2	1,297	181819
Q^{1%}	81	18	1,5	71,77	45	1,595	216819
W^{1%}	801900	20	2	122,8	60	2,046	283319
m=	0,49						

Tableau N°III.43 calcul de la 2^{ème} étape.

Hauteur	Vitesse	Hauteur totale	Débit m3/s					
			10	12	14	16	18	20
m	m/s	m	10	12	14	16	18	20
0,5	0,5116	0,5	7,674	9,208	10,7431	12,28	13,813	15,347
0,8	0,8628	0,83794	16,65	19,98	23,3074	26,64	29,967	33,296
1	1,0852	1,06003	23,69	28,43	33,1625	37,9	42,638	47,375
1,2	1,2969	1,28572	31,64	37,97	44,299	50,63	56,956	63,284
1,5	1,5949	1,62965	45,15	54,18	63,2145	72,25	81,276	90,306
2	2,0463	2,21342	71,47	85,77	100,062	114,4	128,65	142,95

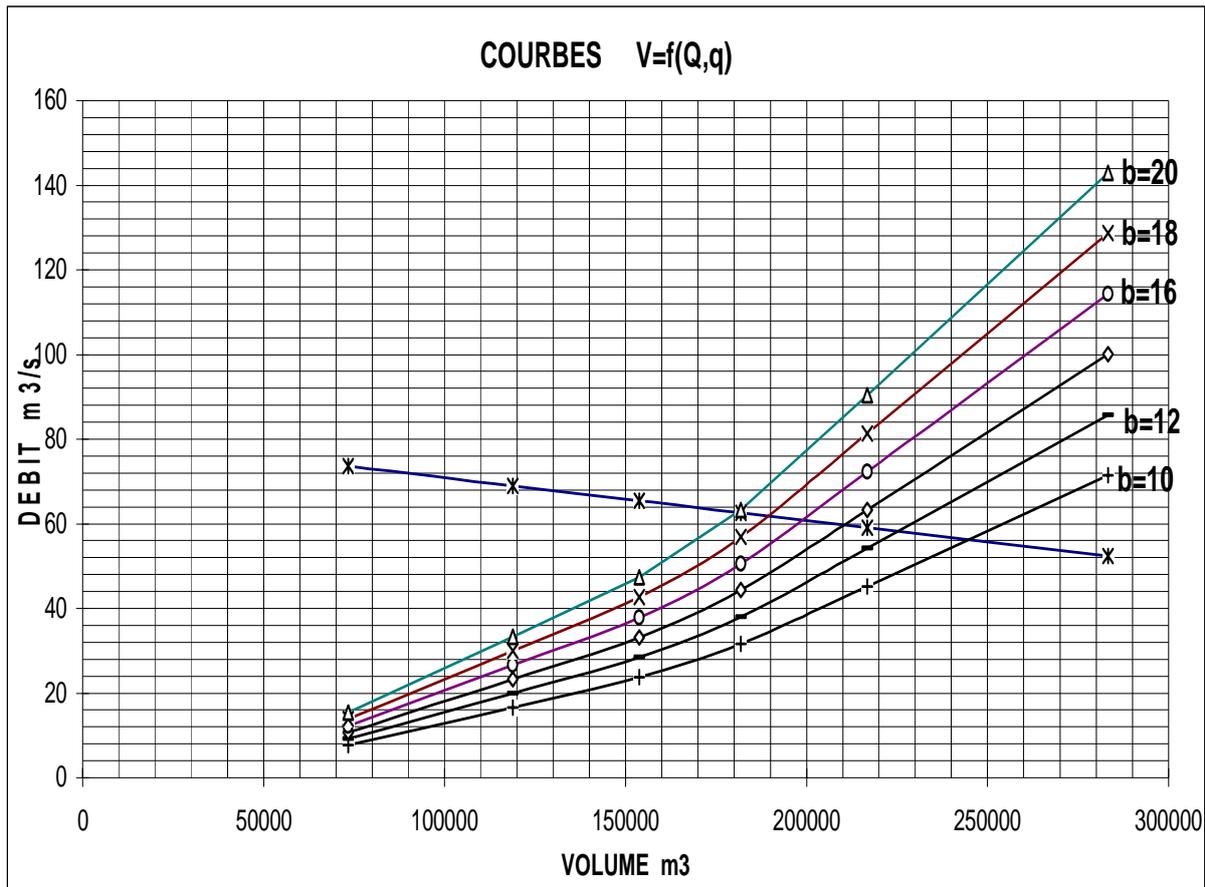
Tableau N°III.44 calcul de la 3^{ème} étape.

H (m)	V _{forcé} (m ³)	q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)					
			10	12	14	16	18	20
0,5	73319	73,594	7,674	9,208	10,7431	12,28	13,813	15,347
0,8	118819	68,9981	16,65	19,98	23,3074	26,64	29,967	33,296
1	153819	65,4627	23,69	28,43	33,1625	37,9	42,638	47,375
1,2	181819	62,6344	31,64	37,97	44,299	50,63	56,956	63,284
1,5	216819	59,0991	45,15	54,18	63,2145	72,25	81,276	90,306
2	28339	52,3819	71,47	85,77	100,062	114,4	128,65	142,95

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



La figure III.16 courbe du débit en fonction de la hauteur.



La figure III.17. Courbe du débit en fonction du volume.

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.45.

Tableau N°III.45 tableau récapitulatif:

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m ³ /s)	Cote NPHE m. NGA
10	1.72	56	872.07
12	1.57	58	871.92
14	1.45	59	871.80
16	1.35	61	871.70
18	1.27	62	871.62
20	1.20	63	871.55

III.9) Etude d'optimisation :

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

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

III.9.1) Calcul du coût approximatif de la digue :

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

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

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

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

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.9.1.1) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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 [$F = 0,65 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,65} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,65} = 0,79 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,79 = 3,08 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,79 + \frac{3,08^2}{2 \cdot 9,81} = 1,08 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,65} = 0,77 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,04 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,77 + \frac{3,04^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée:

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.49)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,65} = 1,24 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,08 + 1,05 + 1,25}{3} = 1,12 \text{ m}$$

III.9.1.2) Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.50)$$

2) Formule de F-PREECE:

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.51)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.52)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.53)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,5 mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. = 870.50 - 854 + 1,5 + 1,12 + 0,1 = 19.22 \text{ m}$$

On admet une valeur de t =0,1mètre pour le tassement du barrage, le tableau (III.54) nous donne les résultats du calcul.

Tableau N°III.46 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	7.23
EF PREECE	5.82
PRATIQUE	6.64
SIMPLIFIEE	7.31

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 7 \text{ m}$$

III.9.1.3) Calcul du coût de la digue :

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

Tableau N°III.47 : récapitulatif des résultats.

b (m)	Q _c (m ³ /s)	H (m)	NPHE	H _b (m)
10	56	1.72	872.22	19.44
12	60	1,40	871.90	19.12
14	63	1,20	871.70	18.92
16	64	1.05	871.55	18.77
18	65.5	0.96	871.46	18.68
20	67.5	0.88	871.38	18.60

Tableau N°III.48 : coût de la digue.

Largeur déversants (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
10	195068.48	68.273968
12	187833.92	65.741872
14	183369.52	64.179332
16	1789950.09	63.017531
18	178070.32	62.324612
20	176318.00	61.711300

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 350 DA.

III.9.2) Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.9.2.1) 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 $m = 0.44$

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

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

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 et un mille dinars Algériens 21000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau N°III.49 : coût de déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de DA)
10	30.95	0.649950
12	44.26	0.929460
14	57.88	1.215480
16	64.41	1.352610
18	69.56	1.460760
20	75.50	1.585500

III.9.2.2) Calcul du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égal à 1,5m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca}=P+H+R$(III.74)

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 80m

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

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V= S.e = L.H_{ca}.e$ (III.75)

Tableau.III.52 : coût du canal d'approche.

Largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût de canal d'approche (millions de DA)
10	92.16	1.935360
12	88.56	1.859760
14	85.68	1.799280
16	83.28	1.748880
18	81.36	1.708560
20	79.68	1.673280

III.9.3) le coût total du barrage :

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

Tableau N°III.51 : 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	Canal d'approche	
10	68.273968	0.649950	1.935360	70.859278
12	65.741872	0.929460	1.859760	68.531092
14	64.179332	1.215480	1.799280	67.194092
16	63.017531	1.352610	1.748880	66.119021
18	62.324612	1.460760	1.708560	65.493932
20	61.711300	1.585500	1.673280	64.79008

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.18), la largeur du déversoir donnant le coût minimum est **20 mètre**.

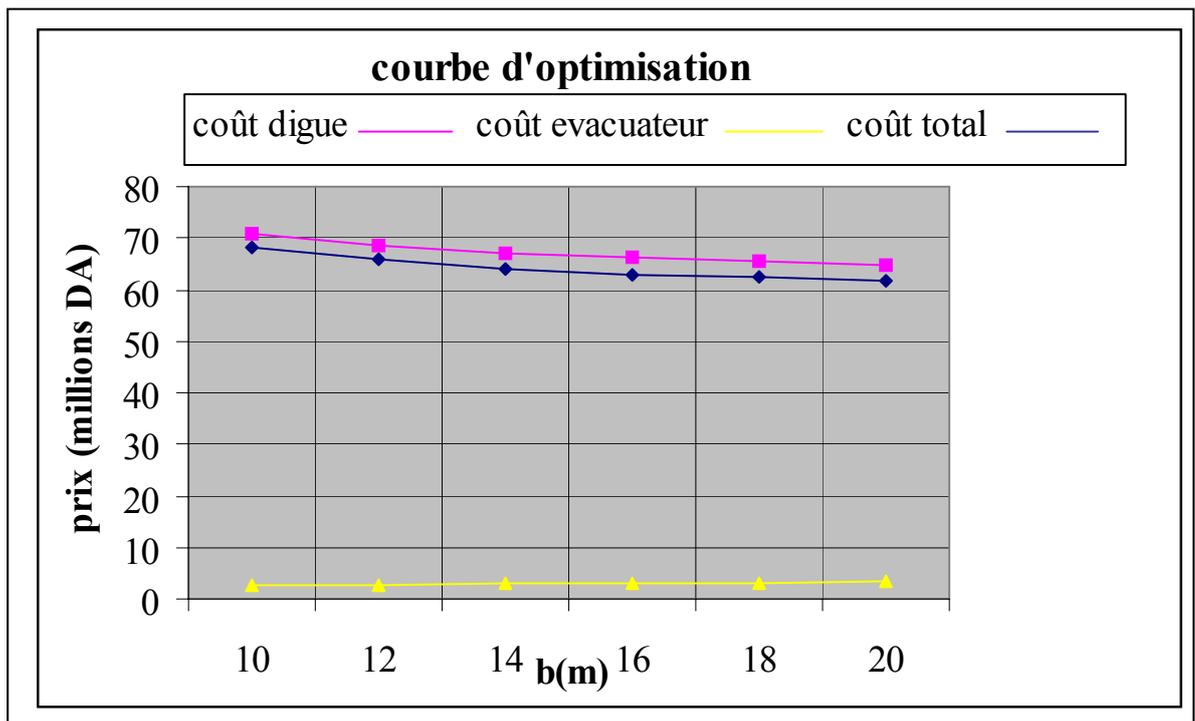


Fig III.18. Courbe d'optimisation des largeurs

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 18.84 \text{ mètre}$$

Tableau N°III.60 : les caractéristique du barrage.

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
VOLUME MORT	M.M ³	0,1766
VOLUME UTILE	M.M ³	0.6495
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.M ³	0.826181
COTE DE FOND (▼FOND)	M	854
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	863.83
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	870.35
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	871.55
COTE DE LA CRETE (CRÊTE)	M	872.84
LARGEUR DE DEVERSOIR	M	20
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	M	1,20
LE DEBIT EVACUER	M ³ /S	58.36

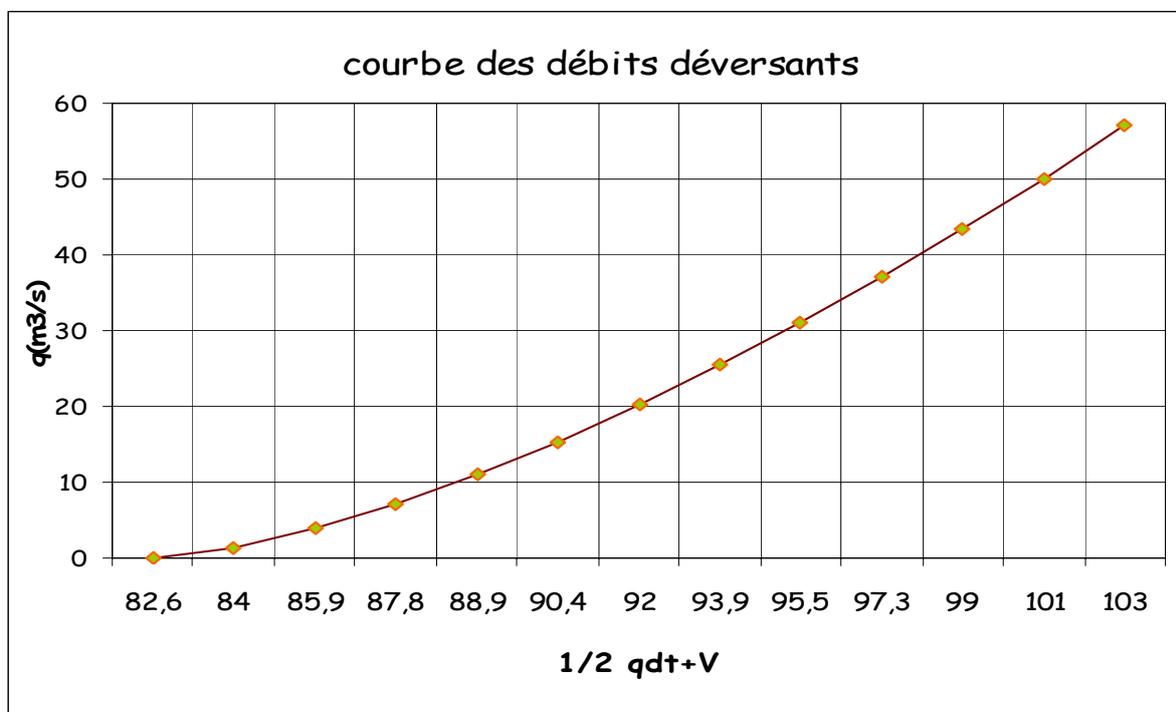
III.9.4) Laminage pour un déversoir de largeur $b=20$ mètres :

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

Tableau N°III.61 : Volumes et débit déversant.

Hd(m)	q(m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V(m ³)	V+1/2qΔt(m ³)
0,1	1,37269982	2470,859679	826181	828651,8597
0,2	3,88258141	1747,161634	838837	840584,1616
0,3	7,1327575	3209,740876	856865	860074,7409
0,4	10,9815986	4941,719357	874776	879717,7194
0,5	15,3472506	6906,262756	884328	891234,2628
0,6	20,1744848	9078,518158	896716	905794,5182
0,7	12,8966814	5803,506634	911283	917086,5066
0,8	15,7567227	7090,525214	927044	934134,5252
0,9	37,0628952	16678,30283	941373	958051,3028
1	22,0206894	9909,310234	956537	966446,3102
1,1	25,4050433	11432,26948	970507	981939,2695
1,2	57,06206	25677,92701	984955	1010632,927

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir fig (III.19).



FigIII.20. Courbe des débits déversants.

Tableau N°III.62 : le laminage.

Temps (h)	Q	Q _{moy}	Q _{moy} - q	(Q _{moy} - q) Δt	V+1/2.q.Δt	q (m3/s)
	(m3/s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³)	(m ³)	
0	0					
0.5	7,59	3,795	3,795	6831	826181	0
1	20,04	13,815	12,585	22653	833012	1,23
1.5	36,8	28,42	23,3	31980	855665	5,12
2	56,8	46,8	37,44	42392	887645	9,36
2.5	74,37	65,585	41,805	45185	910037	23,78
3	77,38	75,875	43,265	50107	955222	32,61
3.5	70	73,69	24,57	20226	1005329	49,12
4	52,65	53,25	-5,11	-9198	1025555	58,36
4.5	34,06	43,355	-7,725	-13905	1016357	51,08
5	12,94	23,5	-24,71	-44478	1002452	48,21
5.5	0	6,47	-27,38	-49284	957974	33,85
6	0	0	-19,36	-34848	908690	19,36
6.5	0	0	-8,97	-16146	873842	8,97
7	0	0	-6,33	-11394	857696	6,33
7.5	0	0	-4,8	-8640	846302	4,8
8	0	0	-2,98	-5364	837662	2,98
8.5	0	0	-1,1	-1980	832298	1,1
9	0	0	-0,95	-1710	830318	0,95
9.5	0	0	-0,87	-1566	828608	0,87
10	0	0	-0,62	-1116	827042	0,62
		0	-0,39	-702	825926	0,39

10.5	0					
		0	-0,11	-198	825224	0,11
11	0					
		0	-0,06	-108	825026	0,06
11.5	0					
		0	-0,02	-36	824918	0,02
12	0					

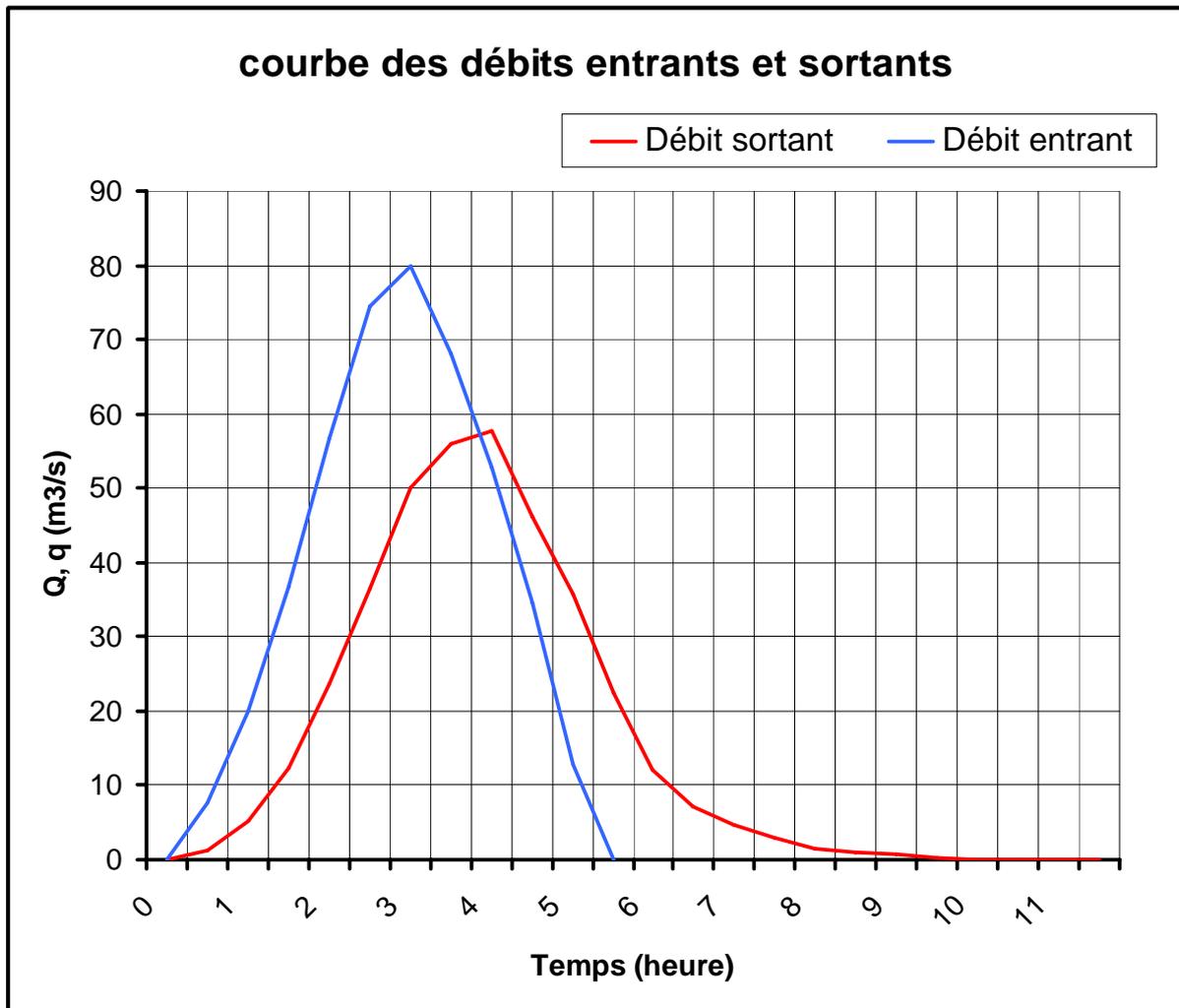


Fig III.20 courbe des débits entrants et sortants

Chapitre 4. Etude des variantes

IV.1) Généralités :

Les types de barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau:

- Barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou à étanchéité artificielle;
- Barrages poids en béton, ou en BCR;
- Barrages voûte; et pour mémoire, barrages à contreforts ou à voûtes multiples.

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples. Les autres barrages sont rigides.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants:

- ☒ La topographie et les apports du bassin versant ;
- ☒ La morphologie de la vallée ;
- ☒ Les conditions géologiques et géotechniques ;
- ☒ Le contexte météorologique et le régime des crues.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants: nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité.

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.

IV.2) Choix du type de barrage :

Les grands types de barrages en remblai sont :

- ☞ type 1 : barrages en terre homogènes, constitués de matériaux étanches ;
- ☞ type 2 : barrages à zones avec massif amont ou noyau central assurant l'étanchéité;
- ☞ type 3 : barrages en matériaux perméables (sable, grave, cailloux, tout-venant) munis d'un dispositif d'étanchéité artificielle.

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.

IV.2.3) Barrage en enrochement avec masque en béton:

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

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

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

IV.3) Définition de profil général du barrage :

IV.3.1) Hauteur de barrage :

IV.3.1.1) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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=0,65 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,65} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,65} = 0,79 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,79 = 3,08 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,79 + \frac{3,08^2}{2 \cdot 9,81} = 1,08 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,65} = 0,77 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,04 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,77 + \frac{3,04^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,65} = 1,24 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,08 + 1,05 + 1,24}{3} = 1,12 \text{ m}$$

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 870,35 - 854 + 1,20 + 1,12 + 0,17 = 18,84 \text{ m}$$

Remarque pour le tassement:

Le tassement total c'est le tassement de la digue augmenté du tassement de la fondation.

Pour notre ouvrage qui est considérée comme un petit barrage supposé bien compactée, le tassement de la digue est faible voir nul (technique des barrages en aménagement rural).

Le tassement de la fondation est un tassement de consolidation qu'on peut évaluer en découpant fictivement la fondation en tranches horizontales d'épaisseur H chaque tranche se tasse sous le poids de la digue. La couche d'épaisseur H se tasse d'une valeur :

$$\Delta H = \frac{H\Delta e}{1 + e_0}$$

Δe : variation d'indice des résultants de l'accroissement $\Delta\delta$ des contraintes $\Delta e=0.084$.

e_0 : indice de vide initial du terrain $e_0=0.664$.

La fondation est supposée avoir une épaisseur de 2.5m donc elle peut être découpée en 5 tranches horizontales de $H=0,5$ m

$\Delta H = 0,025$ m.

Le tassement total éventuel peut être égal a : $\Delta H_T = 0.17$ m.

IV.3.2) Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

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

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	7.23
EF PREECE	5.82
PRATIQUE	6.64
SIMPLIFIEE	7.31
Moyenne	6.75

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 7 \text{ m}$$

IV.3.3) La longueur en crête:

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

$$L = 188 \text{ m}$$

IV.4) le choix définitif du type du barrage:

Pour assurer le bon choix du type du barrage, on doit passer par une étude technico-économique entre les trois variantes choisies et à la fin choisir le type adéquat pour la réalisation de notre barrage en prenant en considération les contraintes suivantes :

- La facilité de réalisation
- zones d'emprunts et leurs distances;
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts.

IV.4.1) Evaluation du coût total de différents matériaux pour chaque variante :

Variante de la digue:

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

2^{ème} variante: barrage à zones.

3^{ème} variante : barrage en enrochement avec un masque amont en béton.

IV.4.1.1) Pré dimensionnement du noyau:

Niveau en crête:

$$N_{crN} = NPHE + (0,5-1) m = 871.55 + 0,5 = 872.05m$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6.H_b = 1/6.18.84 = 3.14m$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 3.0 m$$

La pente un talus amont et aval du noyau est : $m_1 = 0,5$.

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

$$H_n = H_b - 1 = 18.84 - 1 = 17.84m$$

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2.m_1.H_n + b_{min} = 2.0.5.17.84 + 3 = 20.84m$$

IV.4.1.2) pentes des talus :

Pour le calcul des pentes, on ne trouve aucune formule qui permet de donner une valeur exacte pour les fruits de talus. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Tableau IV.02 : 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

IV.4.1.3) 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 fut la protection des parements par des enrochements. Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

2) **le talus amont :** L'enrochement en vrac est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre.

IV.4.1.4) 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 3m à la cote 862.84m NGA.

B) Talus aval :

La berme du talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, elle est disposée à la cote 862.84m NGA avec une largeur de 3m..

IV.4.2) volumes de la digue :

La détermination du volume de la digue s'obtient en traçant le profil longitudinal du barrage après on choisissant des sections en travers du barrage et pour chaque coupe "i" on a une surface "Si" correspondante et par conséquent un volume "Vi" qui sont déterminés par les formules suivantes :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

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

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.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

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}

1^{ère} variante : qui est représentée le barrage homogène en limon argileux ou limon sableux graveleux avec un drain vertical ayant une hauteur de 18.84 m et des pentes de talus amont et aval de $m_1=3$ et $m_2=2,5$ respectivement. Cette variante est très économique et très étanche mais elle exige la disponibilité des matériaux (sols fins) de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai

La 2^{ème} variante : dont le barrage est de type zoné avec une hauteur de 18.84 m et des pentes de talus $m_1=3$ pour le talus amont et pour le talus aval $m_2=2,5$. Cette variante assure la disponibilité des matériaux hétérogènes pour la confection juste à proximité du site du barrage en réduisant les activités des engins d'une part en gagnant le temps d'autre part mais elle présente la difficulté de mises en place des zones de transitions et des filtres.

La 3^{ème} variante : 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 sa fondation est soumise 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.

La hauteur du barrage reste la même, elle est de 18.84 m et pour les mêmes pentes de talus $m_1=3$ pour l'amont et $m_2=2.5$ pour le talus aval.

a.1) barrage homogène

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 18,84 m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2,5$, le volume du corps de la digue est calculé avec : $V_b = 96515,38 m^3$

a.2) barrage zoné

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 18,84m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2=3$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement

$$V_n=21103,67\text{m}^3 \quad \text{ET} \quad V_r=82443,29\text{m}^3$$

a.3) barrage en terre avec masque en béton

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 18,84 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2=2,5$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, le volume du masque en béton et du remblai sont respectivement :

$$V_{m.b}=870\text{m}^3 \quad \text{ET} \quad V_r=91534,20\text{m}^3$$

Les résultats des différentes variantes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.03: Etude comparative de différentes variantes

Type de barrage	Destination	Volume m ³	Le coût (10 ⁶ DA)	Le coût total (10 ⁶ DA)
Barrage homogène	Recharges	$V_r=96515,38\text{m}^3$	24,84	38.60
Barrage zoné	Recharges Noyau	$V_r=82443,29\text{m}^3$ $V_n=21103,67\text{m}^3$	32.98 16.88	49.86
Barrage en terre avec masque en béton	Recharges Masque en béton	$V_r=91534,20\text{m}^3$ $V_{m.b}=870\text{m}^3$	36.61 18.27	54.88

IV.4.3) Conclusion sur le choix final du type de barrage:

En analysant les résultats du tableau récapitulatif IV.3, la première impression tend vers la variante du barrage homogène qui donne le moindre coût, la facilité de réalisation, donc elle assure le compromis économique et technique. En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente. Ce barrage en terre homogène qu'à la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....

IV.5) Etude de la variante retenue :

IV.5.1) Dimensionnement :**IV.5.1.1) la revanche :**

La cote la plus haute de l'eau est déterminée par la charge admissible sur le déversoir, il faut alors prévoir, entre cette cote et la crête une certaine revanche. cette revanche est faite pour compenser :

- La hauteur des vagues ;
- La projection vers le haut due à leur vitesse de propagation ;
- Le tassement résiduel du barrage ;

$$R=1.12m$$

IV.5.1.2) la hauteur du barrage :

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t = 870.35 - 854 + 1,20 + 1,12 + 0,17 = 18.84 \text{ m}$$

IV.5.1.3) la largeur en crête :

Elle doit être suffisante pour limiter les conséquences d'une submersion par certaines vagues et permettre le passage des engins d'entretien, il est souvent utile de la traiter en chemin rural.

$$b_{cr}=7m$$

IV.5.1.4) pentes des talus:

Comme on vu précédemment qu'il n'y a pas une formule qui permet de calculer avec exactitude les pentes des talus, mais on se référant au tableau IV.2 qui donne des valeurs approximatives qui apparaissent optimales et ces pentes sont définies à la base des critères suivants :

- Nature des matériaux ;
- Hauteur du barrage ;
- Propriétés géotechniques de la fondation ;

Donc on adopte pour les pentes de talus les valeurs suivantes :

Pour le talus amont $m_1=3$

Pour le talus aval $m_2=2.5$

IV.5.1.5) protection des talus :

Les talus doivent être protégés contre les dangers de l'érosion dus au ruissellement des eaux de pluies, ils sont également assez sensibles au renard provoqué par les mouvements des eaux de saturation du barrage et surtout l'attaque des vagues pour le parement amont. donc en général, il faut prévoir une protection des talus.

1) **le talus aval** : Pour le barrage en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enrochement d'épaisseur de 30cm reposant sur un filtre constitué de gravier et sable ayant une épaisseur de 30cm pour assurer le maximum de sécurité pour éviter le surpâturage.

2) **le talus amont** : L'enrochement en vrac est la solution le plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les trois méthodes.

- 1^{ère} méthode: La méthode de « T. V.A. (Tennessee-Valley- Authority) »

$$e = cv^2$$

e: épaisseur de l'enrochement en (m).

v: vitesse de propagation des vagues.

C: coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (δ) de l'enrochement.

Tableau V-4 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ .

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
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

Pour une digue homogène $c = 0.028$.

$$e = 0.26m$$

- 2^{ème} méthode: la méthode de L'US Army

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

Tableau V-5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D _{min} (m)
0 ÷ 0.3	0.3	0.2
0.3 ÷ 0.6	0.4	0.25
0.6 ÷ 1.2	0.45	0.3
1.2 ÷ 1.8	0.55	0.4
1.8 ÷ 2.4	0.7	0.45
2.4 ÷ 3	0.8	0.55

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m; $e = 0.45$ m.

$$D_{\min} = 0.3 \text{ m.}$$

- 3^{ème} méthode: la méthode de CHANKINE :

$$D_p = \left(\frac{Q}{0.524 \gamma_p} \right)^{1/3}$$

D_p : diamètre moyen de la pierre

Q : poids d'une pierre séparée en KN calculée par l'expression suivante:

$$Q = \left(\frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}} \right)$$

γ_p : poids volumique de la pierre; 25 kN/m³.

γ_w : poids volumique de l'eau; 10kN/m.

λ : longueur d'onde de la vague en m.

m : pente du talus amont.

H : hauteur des vagues.

Selon Labzovski :

$$h = \beta h_0$$

$$\lambda = \alpha \lambda_0$$

β ; α : coefficients qui sont déterminés graphiquement.

h_0 ; λ_0 : respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expressions sont données par:

$$\lambda_0 = 0.073 V \sqrt{\frac{F}{\xi}}$$

K , ξ : des coefficient caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relations suivantes:

$$K = 1 + e^{-0.44F/V}$$

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

Avec $F=0.62$ Km; $V=28$ m/s

D'où: $K=1.99$

$$\xi = 0.14$$

$$h_0 = 1.23$$

$$\lambda_0 = 4.4$$

$$h_0/\lambda_0 = 0.29 ;$$

D'après l'abaque (Annexe V.1) on peut déterminer α , β :

$$\beta = 0.79; \alpha = 0.7$$

On peut alors déduire les autres paramètres:

$$Q = 0.17 \text{ KN.}$$

$$D_p = 0.23 \text{ m}$$

$$E_p = (2.5:3) D_p = \mathbf{0.58 \text{ m.}}$$

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on opte pour la protection du talus amont une couche d'enrochement épaisseur $e = 30\text{cm}$ reposant sur un filtre de sable moyen et gravier avec une épaisseur de 30cm afin d'assurer la stabilité du talus et par conséquent la stabilité de la digue.

IV.5.1.6) Les bermes :

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la

stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige.

Les cotes des bermes sont respectivement :

Berne amont $C_{Bam}=862.84m$

Berne aval $C_{Bav}=862.84m$

La largeur des bermes aval et amont sont de 3m.

La berme aval doit avoir une pente de 1% dans le sens du talus amont dont il est conçu un collecteur des eaux de ruissellements.

IV.5.1.7) la clé d'étanchéité du barrage :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions afin perméables. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

IV.5.1.8) Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

IV.5.1.8.1) Dimensionnement Du Drain Tapis :

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

La longueur du drain tapis est de : $L_d = \frac{L_b}{3}$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b= 116.62$ m].

Donc : $L_d = \frac{116.62}{3} = 39$ m

IV.5.1.8.2) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la digue homogène.

Le largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 2m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 871.55 \text{ m NGA}$$

IV.5.1.8.3) Dimensionnement de prisme:

Hauteur :

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 18.84 \text{ m}$)

$$\text{On prend } H_p = 0.16 H_b$$

$$\text{Ce qui nous donne: } \quad \quad \quad \mathbf{H_p = 3 \text{ m}}$$

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 5.5m avec une crête callée à la côte 857m. NGA.

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_{dr}$$

On prend $b_p = 1/3 H_d$

$$\text{Ce qui donne: } \quad \quad \quad \mathbf{b_p = 1.00 \text{ m}}$$

Mais nous opterons pour une largeur en crête de 3m disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend : } \quad \mathbf{m_1 = 2.00} \quad (\text{pour le talus amont})$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend : } \quad \mathbf{m_2 = 2.50} \quad (\text{pour le talus aval})$$

IV.5.1.9) les filtres :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines vis-à-vis du corps du remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux. 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. Ce tapis filtrant est formé d'une ou plusieurs couches de matériaux. Chaque couche jouant le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus son rôle.

La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai Micro-Deval (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

IV.5.1.9.1) calcul des filtres:

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée. Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

IV.5.1.9.2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

$B_{15}=0,03\text{mm}$

$B_{50}=1.5\text{mm}$

Nous utilisons les critères suivants :

$4 < F_{15}/B_{15} < 5$

$5 < F_{50}/B_{50} < 10$

Donc nous avons:

F'15		Fm15	F''15	
0.36	1.2	0.78	9.36	31.2
F'50		Fm50	F''50	
18	87	52.5	630	3045

Afin d'éviter l'utilisation du sable, il est conseillé d'utiliser les géotextiles. Ce matériau a fait ces preuves, il a donné satisfaction en pratique, d'autant plus qu'il est disponible en Algérie.

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm ou bien une couche de géotextile (tissus non tissés);
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm ;

L'encrochement d'épaisseur = 40 cm

IV.5.2) Etude des infiltrations :

IV.5.2.1) Généralité :

Une fois le barrage mis en exploitation, l'eau commence à s'infiltrer progressivement dans le corps même du barrage et dans ces fondations, et cela quelque soit la qualité des matériaux de construction.

Ces infiltrations sont du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage. Les infiltrations doivent être étudiés sous deux aspects différents:Elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée, et considérée admissible.

Elles peuvent compromettre la sécurité, et la stabilité de l'ouvrage si certaines mesures ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent le renard et les pressions d'infiltration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

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

Hypothèse de calcul :

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;

- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.5.2.2) Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de **Kozeny** et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0}$$

$$Y_0 = \sqrt{H_e^2 + d^2} - d$$

Avec :

X et y : coordonnées dans le plan (x, y).

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (Déterminé graphiquement).

H_e : La hauteur d'eau en amont.

Application numérique: H_e=16.35m

$$b = m_{am} \cdot H_e = 3 \cdot 16.35 = 49.5 \text{ m}$$

$$d = L_b - (0.7 \cdot b) = 117 - (0.7 \cdot 49.5) = 82.35 \text{ m}$$

$$Y_0 = \sqrt{16.5^2 + (82.35)^2} - 82.35 = 1.64$$

D'où l'équation de **Kozeny** s'écrit sous l'expression suivante :

$$Y_0^2 = 3.28X + 2.69$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau IV.06

Tableau IV.06 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

X	Y
0	1.64
5	4.37
10	5.96
15	7.20
20	8.26
25	9.20
30	10.05
35	10.84
40	11.57
45	12.26
50	12.91
55	13.53
60	14.12
65	14.69
70	15.24
75	15.77
80	16.28
82	16.48

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point **A** situé à une distance horizontale du talus : **AB** = 0,3 b.

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

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point **D** sensiblement situé au 2/3 de **OC**.

IV.5.3) Calcul du débit de fuite par infiltration :

a)- digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de **Darcy** traduite par l'expression suivante :

$$q = K \cdot i \cdot A$$

q : Débit de fuite en m²/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

le gradient hydraulique est donné par : $I = \frac{dy}{dx}$ Et $A=y.I$

Donc : $q_n = k.y.dy/dx$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera : $Q_d = q_n.L_b$

Application numérique :

$$q_n = 2.10^{-7} . 1.64 = 3.28.10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

D'où: $Q_d = 3.28.10^{-7} . 188 = 6.17.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_d = 6.17.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

b)- Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de **Darcy**

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K = 210^{-7} \text{ m/s}$)

I: gradient hydraulique. $I = H_b/L_b = 16.35/117 = 0.14$

($H_b =$ charge de la retenue, $L_b = 117\text{m}$ L'empreise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.1$ ($T = 2,5\text{m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

$$q_n = K.I.T = 2.10^{-7} . 0,14.2,5 = 7,05.10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

D'où: $Q_f = q_n.L_b = 7,05.10^{-8} . 188 = 1,32.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

c) - digue+ fondation:

Le débit total à travers le barrage est donné par la somme des débits à travers la digue et la fondation.

$$D'où: Q_b = Q_d + Q_f = 6.17.10^{-5} + 1.32.10^{-5} = 7.49.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_b = 7,49.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

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 homogène avec un drain cheminé.

IV.6) Etude de stabilité :

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 influé d'une manière négative sur les économies locales.

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.

IV.6.1) 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 :

- Cas1 : Retenue au niveau normal ;
- Cas 2 : Vidange rapide;
- Cas 3 : retenue en fin de construction.

IV.6.2) Méthode de FELLENIUS :

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée est fictivement découpée en (n) tranches verticales juxtaposées de faible épaisseur, chaque tranche (i) est soumise aux forces suivantes :

- Son poids propre W_i (sol et eau) ;
- Les forces de réaction du sol de composante T_i (tangentielle) et N_i (normale) ;
- Les efforts inter-tranches F_{i-1} et F_i s'appliquant sur les faces latérales.

Soit l_i la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre "i" que nous considérons.

Pour la résolution analytique des équations d'équilibre on suppose que les efforts inter-tranches qui s'appliquent sur les faces latérales s'équilibrent c'est à dire $F_i = F_{i+1}$.

Ces efforts sont considérés comme des forces internes par rapport au massif susceptible de glisser.

La verticale menée du centre "O" du cercle de glissement passera au milieu de la première tranche; pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont. La largeur de la tranche " b_i " est généralement prise égale à $0,1R$, avec R le rayon du cercle de glissement.

L'effort normal résultant de l'action de la tranche sur la portion l_i se ramène à la composante normale de son poids W_i à laquelle se soustrait l'action (éventuelle) de la pression interstitielle. La loi de COULOMB stipule dans ces conditions, qu'à la rupture la force de résistance au cisaillement s'exprime pour la tranche i sous la forme:

$$T_{i, \text{ mobilisables}} = C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan(\varphi_i)$$

Où:

C_i : Cohésion du sol à la surface de rupture;

φ_i : Angle de frottement interne du même sol;

U_i : Pression interstitielle régnant à la base de la tranche;

Le terme $C_i \cdot l_i$ représente la part due à la cohésion

Le terme $(W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan(\varphi_i)$ représente celle due au frottement

Le terme $W_i \cdot \cos(\alpha_i)$ représente composante verticale.

Compte tenu de la forme circulaire de la ligne de glissement, on écrit l'équilibre limite global en terme de moments résultants par rapport au centre "O" du cercle de rupture de rayon R .

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = K_s \cdot \sum M_{\text{moteur}}^t$$

K_s : Coefficient de sécurité pour le cercle considéré, coefficient qui permet d'apprécier la marge de sécurité existant entre le moment résistant et le moment moteur c'est-à-dire entre l'équilibre limite et l'équilibre actuel.

Or :

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

Avec l'équation (1) on obtient :

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

On en déduit la valeur de K_s pour le cercle :

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg}(\phi_i)]}{\sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin(\alpha_i)}$$

$W_i \cdot \sin(\alpha_i)$: Composante horizontale

Donc le cas de calcul en tenant compte la force de séisme on aura la relation suivante :

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg}(\phi_i)]}{\sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin(\alpha_i) + \sum \frac{a \cdot G_i \cdot d_i}{R}}$$

G_i : Force du séisme ;

a : Accélération fictive due au séisme ;

d_i : bras de levier.

IV.6.3) Détermination du centre de cercle critique par la méthode de FANDEEV

Pour définir la zone des centres de cercles critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de 85° avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

Tableau N°V.08 : Détermination des rayons des cercles de glissement

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

En suite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur $b=0,1R$ où R est le rayon du cercle.

IV.6.4) Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité :

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Ainsi, on admet traditionnellement qu'un coefficient supérieur à 1,5 assure une sécurité suffisante au glissement des talus et cela pour les deux cas de charge, mais il arrive qu'on accepte des coefficients plus petits de l'ordre de 1,2 lorsque des conditions de rupture sévères sont prises en compte telles que la vidange, ou le cas de séisme comme le notre.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau V.9 suivant :

Tableau N°V.09 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont	R = 45.46 m	2.21	1.45
		R = 48.11m	2.37	1.54
		R = 40 m	2.20	1.43
	Talus aval	R = 35.93 m	2.32	1.55
		R = 31 m	2.17	1.40
		R = 46 m	2.54	1.65
En exploitation	Talus aval	R = 36.93 m	2.08	1.42
		R = 42.12 m	1.97	1.33
		R = 44 m	2.07	1.40
Vidange rapide	Talus amont	R = 48.10 m	2.37	1.52
		R = 43.74 m	1.50	1,12
		R = 42.38m	1,57	1,08

Les coefficients admissibles de stabilité :

$$K_{adm} = (1,15 - 1,1) \text{ sans séisme et } K_{adm} = 1,05 \text{ avec séisme}$$

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur du coefficient admissible pour tous les rayons; donc la stabilité du talus est assurée.

Chapitre 5: Dérivation Provisoire

V.1) 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 peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

V.2) 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.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive gauche a coté de l'Oued.

V.3) 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.

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 vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)}=68 \text{ m}^3/\text{s}$

V.4) 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 gauche.

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 les batardeaux et on passe à la mise en eau.

V.5) 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:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué

C : coefficient de CHEZY

R : rayon hydraulique;

S : section mouillée;

I : pente du radier de la galerie ; $I = 0,032$

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

a- 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 :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

μ : coefficient de débit

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 140m]

I : pente de la galerie [I = 0,032]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$$n = 0,014m^{-1/3} \cdot s$$

Tableau V.01 : coefficient de débit.

$D_g(m)$	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	μ
1.5	1.5	0.021	1.96	2.11	0.47
2	1.5	0.017	1.19	1.92	0.52
2.5	1.5	0.013	0.73	1.80	0.56
3	1.5	0.009	0.42	1.71	0.58
3.5	1.5	0.006	0.24	1.66	0.60

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau V.02 : $Q = f(D)$

D (m)	μ	S (m ²)	$\mu S \sqrt{2g}$	Z (m)	Q (m ³ /s)
1.5	0.47	1.77	3.68	H + 3.73	$3.68 \cdot \sqrt{Z}$
2	0.52	3.14	7.23	H + 3.48	$7.23 \cdot \sqrt{Z}$
2.5	0.56	4.91	12.18	H + 3.23	$12.18 \cdot \sqrt{Z}$
3	0.58	7.07	18.16	H + 2.98	$18.16 \cdot \sqrt{Z}$
3.5	0.60	9.62	25.57	H + 2.73	$25.57 \cdot \sqrt{Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (5%) 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 = 2.88h) de la courbe (capacité – hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (V.03).

Tableau V.03 : $H_{dév} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	V (m ³)	$h_{dév}$
0	0	4.10	20376	2.45
1	8.20			
2	32.79	20.50	51988	3.05
2.88	68	50.40	85176	3.8

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau V.04

Tableau V.04 : Résultats du laminage.

D (m)	1.5	2	2.5	3	3.5
Z (m)	7.53	7.28	7.03	6.78	6.53
Q (m ³ /s)	10.10	19.51	32.29	47.29	65.34

V.6) Batardeau :**V.6.1) Type de batardeau :**

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue, alors il est construit d'une digue homogène qui exige des caractéristiques géotechniques précises et nécessite un contrôle soigné des teneurs en eau.

V.6.2) Calcul de la revanche du batardeau :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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 = 0,20 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,22} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,22} = 0,73 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,73 = 2,96 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,73 + \frac{2,96^2}{2 \cdot 9,81} = 1,00 \text{ m}$$

V.5.3) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

$$b = 1,65 \cdot \sqrt{H_{\text{bat}}}$$

Tableau N°V.05 : largeur en crête pour chaque diamètre.

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
1.5	10.07	5
2	6.79	4
2.5	5.34	4
3	3.72	3
3.5	2.92	3

V.7) Calcul d'optimisation :

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

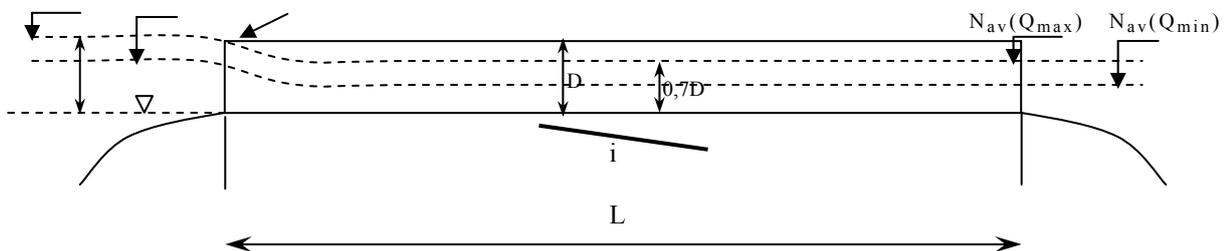
B- Ecoulement uniforme ;

C- 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.



D	Diamètre
$h_o = 0,7D$	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
i	Pente
L	Longueur de la galerie
N_{am}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
N_{av}	Niveau aval (pour Q_{max} et Q_{min})
clef	Clef de vout
C_s	Cote du seuil

Figure V.01 : Schéma de calcul

Tableau N°V.06: calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (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 Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2g j^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	$N_l = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_l - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	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	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau V.15 : Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs				
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	1.5	2	2.5	3	3.5
	2	A [m ²]	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62
	3	h0 [m]	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45
	4	A1	1.31	2.32	3.63	5.23	7.12
	5	Rh [m]	0.45	0.60	0,75	0.90	1.05
	6	C	62.52	65.60	68.08	70.19	72.01
	7	V [m/s]	7,56	6.36	5,76	4,29	3,31
	8	i	0,032	0.016	0.009	0.004	0.002
	9	h1 [m]	4.48	2.24	1.26	0.56	0.28
	10	Zent [m]	3.59	2.55	2.08	1.16	0.69
	11	Z0 [m]	8.07	4.79	3.34	1.72	0.95
Calcul des Volumes des travaux	12	Nam [mNGA]	863.07	859.79	858.34	856.72	855.92
	13	N1 [mNGA]	859.48	857.24	856.26	855.56	855.23
	14	Cs [mNGA]	858.43	855.84	854.51	853.46	852.78
	15	Hbat [m]	10.07	6.79	5.34	3.72	2.92
	16	Fbat	263.51	142.42	94.21	45.76	30.08
	17	Lb moy [m]	55	38	31	22	18
	18	Vbat	14493	5412	2921	1007	541.44
	19	V'bat	1449.3	541.2	292.1	100.7	54.14
	20	Vgal	247.8	439.6	687.4	989.8	1346.8
	21	V'gal	371.7	659.4	1031.1	1484.7	2020.2
	22	ΣV'	1821	1200.6	1323.2	1585.4	2074.37

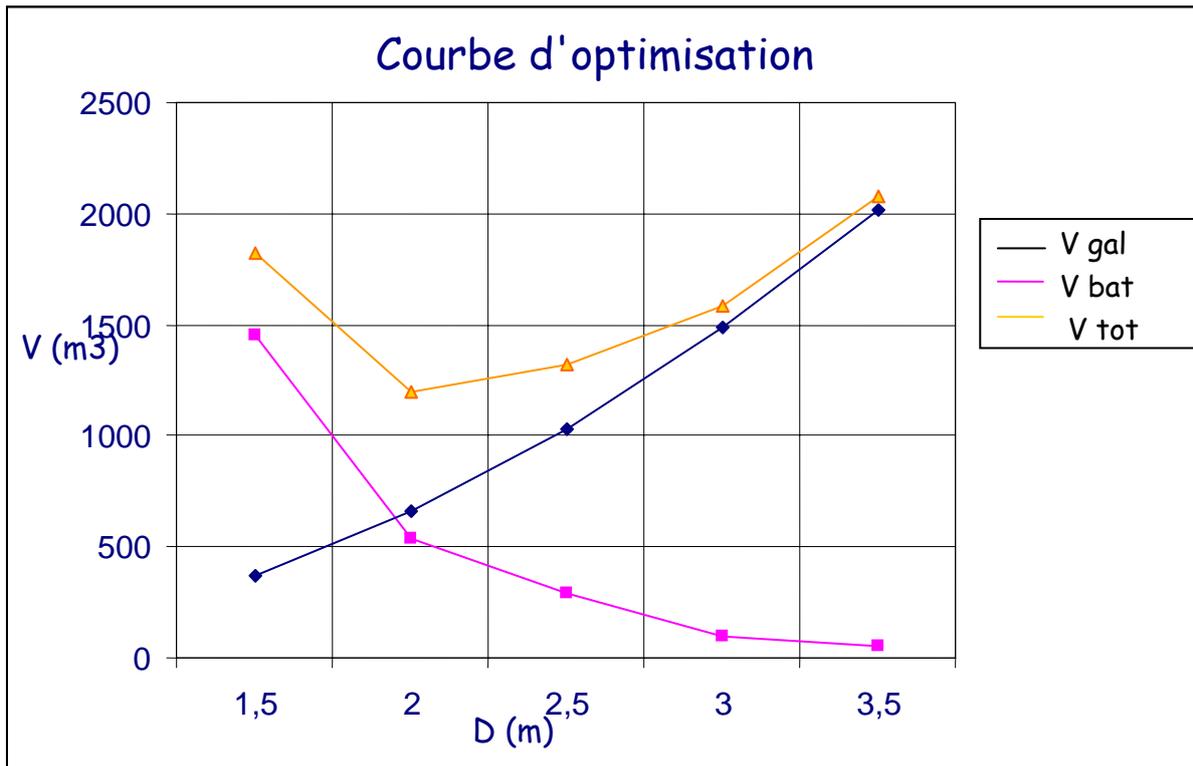


Fig V.2. la courbe d'optimisation des diamètres.

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 2m. Ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 6.79m.

V.8) Construction du batardeau :

On construit le batardeau comme suit :

- Construction d'une banquette en béton
- Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau)
- Remblayage du batardeau.

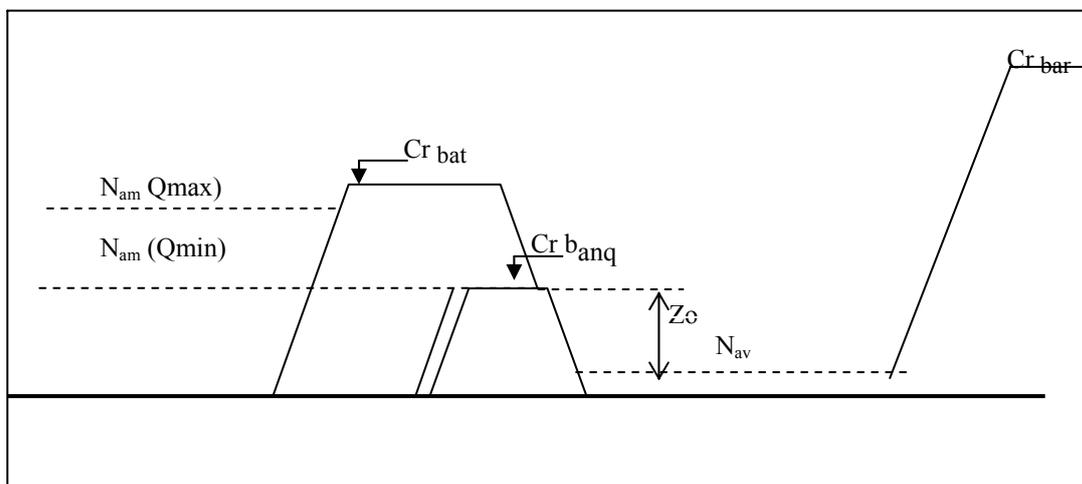


Fig V.3 schéma de construction d'un batardeau.

Pente critique :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Le débit unitaire :

$$q = Q/l \Rightarrow q = 30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 2.44\text{m}$$

S_{cr} : section critique;

P_{cr} : périmètre critique;

R_{cr} : rayon hydraulique critique;

C_{cr} : coefficient de chezy.

A.N: $i_{cr}=0,075$

$I=0,032 \leq i_{cr}$, donc : $i \leq i_{cr}$:

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D.

Ensuite devienne circulaire (S_{cir}).de cette condition on peut déterminer la hauteur c du portail.

Donc les vitesses sont égales :

$$V_1 = V_2 = Q/S_o = Q/S_{cir}$$

$$S_o = (h_o - c).D = S_{cir} \Rightarrow C = h_o - \frac{S_{cir}}{D} \quad \text{sachant que: } h_o=1.75\text{m ET } D=2 \text{ m}$$

A.N: $C=0.18 \text{ m}$

V.9) 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:

$$V = \frac{Q}{S}$$

Où :

Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

Q : débit laminé ; $Q = 25.12 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ; $S = 3.14\text{m}^2$, **D'où** : $V = 8\text{m/s}$.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; h = 1.75m

D'où $F = 1,65$

Donc pour $1 < F < 1,7$

Pour $F = 1,7$. Le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de 2 fois celui à l'entrée y_1 , et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse d'entrée. Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de 4 à 6 fois à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier.

$$\frac{y_2}{y_1} = 1,85 \Rightarrow y_2 = 3,25 \quad \text{Et} \quad \frac{L}{y_2} = 3,7 \Rightarrow L = 12,02m$$

On peut projeter un bassin de longueur égale à 12.02m tandis que La galerie ne nécessite pas un dimensionnement pour le bassin de dissipation il est recommandé de mettre des roches à l'aval car $Fr < 2$ dans tous les cas.

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K = 2,14$, $\sigma_{cr} = 0,32$ d'où **$h_{cr} = 1,93m$**

La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc = Sc / Pc$;

Pc : périmètre critique $Pc = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

Cc : coefficient de Cheezy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$

Ce qui donne : $Sc = 15,30m^2$, $Pc = 11,33m$, $Rc = 1,35m$ et $Cc = 74,85$

La pente critique est **$I_{cr} = 0,002$** ou **$I_{cr} = 0,20\%$**

Profondeur normale dans le canal :

Le canal projeté est de section trapézoïdale de largeur égale à 4 m et de pente 0,012

La formule de l'écoulement uniforme $Q = SC \sqrt{RI}$

Pour la hauteur normale, on a :

$$S_n = mh_n^2 + b.h_n \quad ; \quad c_n = \frac{1}{n} R_n^{\frac{1}{6}}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n} \quad ; \quad P_n = b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}$$

En substituant les termes ci - dessus dans l'équation, on obtient :

$$Q = (mh_n^2 + b.h_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left(\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{\frac{1}{6}} \left(\frac{I_c (mh_n^2 + b.h_n)}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Le calcul par itération donne : $h_n = 1.46 \text{ m}$

Vitesse de l'eau dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} = 1,91 \text{ m/s} < V_{adm} = (1,8 \div 2,2) \text{ m/s} \text{ correspondante aux alluvions qui}$$

constituent le canal de fuite. Donc, Nous ne sommes pas astreint de prévoir un revêtement en enrochement de diamètre supérieur pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal.

Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

$$I=1.2\% \quad (h_n=1.46\text{m}), \quad I_{cr}=0,20\% \quad (h_{cr}=1.93\text{m})$$

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel.

Chapitre 6 : Etude des variantes des ouvrages annexes

VI.1) INTRODUCTION :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

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

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.2) Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VI.2.1) Type de prise :

01/Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

02/ Prise d'eau flottante :

Dans cette variante , les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de

sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

03/ Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.3) Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- ∞ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constaté sur l'ouvrage;
- ∞ D'abaisser le niveau de la retenue, éventuellement de vider le bassin afin de procéder à des réparations ou à des inspections;
- ∞ De transiter une partie des débits de crue, le règlement d'exploitation prévoit d'ouvrir en premier la vidange du fond, par ce procédé, on espère évacuer une bonne partie des apports solides sous forme de courant de densité;
- ∞ Assurer l'irrigation des périmètres agricoles pendant les mises hors services des turbines;
- ∞ De maîtriser le niveau de la retenue lors de la première mise en eau;
- ∞ De servir de dérivation provisoire pendant la phase finale de construction.

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VI.3.1) Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

VI.3.2) Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser :

- ✚ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ✚ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

VI.3.3) ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

VI.3.4) Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

Deux types de recommandations sont proposés dans ce chapitre : d'une part des recommandations communes à tous les dispositifs de vidange constitués d'une conduite et d'autre part des recommandations sur le dispositif minimum, fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$, à mettre en place. Dans certains cas le dispositif adopté sera donc plus important (plus gros diamètre pour rendre la conduite visitable, galerie en béton armé, vanne supplémentaire, conduite dans une galerie de visite...), et on a d'autres recommandations qui sont:

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leur diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI-1).

Tableau VI.01 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en aval

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

Pour le conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risques d'engasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VI.4) Ouvrage d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

VI.4.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

VI.4.2) Différents types des évacuateurs de crues.

01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) 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 de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.

2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- 1) Le coût peut être élevé.
- 2) La difficulté de modification.

04/ Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- 1) Aucune exigence topographique.
- 2) Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- 1) Amorçage et le désamorçage.
- 2) Entretien indispensable.
- 3) Débit faible à évacuer.
- 4) Dispositif sur le corps de la digue.

VI.4.3) Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VI.5) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VI.5.1) Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours. $T=18$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{0,6495 \cdot 10^6}{18.86400} + \frac{1,06 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0.45 m^3/s$$

VI.5.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en $[m]$.

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0.45}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 16.25}} = 0.031 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,031}{\pi}} = 0.200 m$$

On prend :

$$D_{vf} = 200 \text{ mm}$$

***Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

✚ Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 400 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 140 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.042$$

$$\sum \xi_i = 29.40 \text{ m}$$

✚ Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (29,40 + 1,2)}} = 0.18$$

Et :

$$S = \frac{0,45}{0,18 \cdot \sqrt{2g \cdot 16,25}} = 0,14 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,14}{\pi}} = 0.422 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$D_{\text{vf}} = 400 \text{ mm}$
--

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête du tunnel de la dérivation à environ 100m de l'axe du barrage. La conduite étant en acier de diamètre 400mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

AN :

$$V_s = \frac{0,45}{0,14} = 3.21\text{m/s}$$

VI.6) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.37, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{max} = 0,237 \text{ Mm}^3.$$

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{0,237 \cdot 10^6}{31.86400} = 0,088 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 31jours).

$$Q_{max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$S = \frac{0,088}{0,30 \cdot \sqrt{2g \cdot 9}} = 0,022 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,022}{\pi}} = 0.168 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 200 \text{ mm}$$

***Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,042 \cdot 140}{0,200} = 33,81$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 33,81}} = 0,17$$

C'est pas le même coefficient de débit donc : $S=0.039\text{m}^2$; $D=222\text{m}$

D = 225 mm

✚ Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de pris d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,088}{0,039} = 2,26\text{m/s}$$

Conclusion :

La conduite de prise de diamètre de 225mm, sera édifiée encore en tête de la dérivation.

Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort, 864m NGA. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

Chapitre 7 : Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue

VII.1) Introduction:

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans le barrage pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

VII.2) Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

✚ De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

✚ La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Rive gauche :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est possible mais avec une présence d'une courbure au niveau du coursier pour acheminer les eaux vers le cours d'eau naturelle. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) à cause des forces centrifuges qui peuvent prendre naissance et qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

Rive droite :

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires, et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

VII.3) Dimensionnement hydraulique :

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante de 30m lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage et même inférieur a celle du noyau, donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (20 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 1,2$ m) et le même débit déversant (58.36 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ▶ Un canal d'amenée.
- ▶ Un seuil déversant pour le control du débit.
- ▶ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- ▶ Un dissipateur d'énergie.
- ▶ Un canal de restitution.

VII.3.1) Canal d'amenée :

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et $S_{can} = H \times b$.

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lame déversante en [m].

A.N :

$$V_{ap} = \frac{58.36}{20 \cdot (1,2 + 1)} = 1,33 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

VII.3.2) Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

Tableau VII.01 : coordonnées de profil de Greager

coordonnées graphiques	
X	Y
0,00	0,00
0,20	0,02
0,40	0,08
0,60	0,17
0,80	0,28
1,00	0,43
1,40	0,80
2,00	1,50

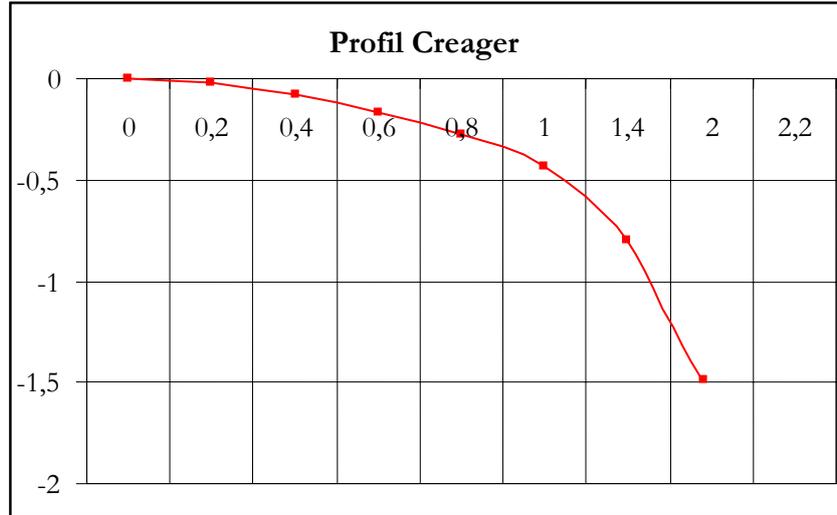


Figure VII.1 profil Creager.

VII.3.3) Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 8 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine ($Q = 58.36 \text{ m}^3/\text{s}$);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{58,36}{20} \right)^2} = 0,95 \text{ m}$$

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning – Strickler ($K = 71$)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{58.36 \cdot (20 + (2 \cdot 0,95))^{2/3}}{71 \cdot (20 \cdot 0,95)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,23\%$$

$I_{cr} = 0.2\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée

Calcul du convergent :

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 2,5 (20 - 10) = 25 \text{ m}$$

VII.3.4) Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

01- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 58.36^{0.4} = 10 \text{ m}$$

02- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 60 mètres.

03- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 10 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{58.36^2}{g \cdot 10^2}} = 1,51$$

04- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \text{ A.N :}$$

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 10 \cdot 1,51 = 15,10 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 10 + 3,02 = 13,03 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{15,10}{13,03} = 1,16 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1,16^{1/6} = 73,22$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{58.36}{73,22 \cdot 15,10 \cdot 1,16^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,24\%$$

$$I_{coursier} > I_{cr}$$

05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tableau N°VII.02: Calcul de la ligne d'eau

Q (m³/s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L bief (m)
58.36	73	0,16	0.398	1,51	NT	60

Tableau N°VII.03: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	1.51	1.004	2.271	2.403
1	10	10	0.75	2.868	3.836	20.989
2	20	10	0.62	3.016	5.136	38.398
3	30	10	0.55	3.868	6.289	56.296
4	40	10	0.50	4.270	7.444	76.421
5	50	10	0.47	4.782	8.328	93.244
6	60	10	0.45	5.172	9.002	107.263

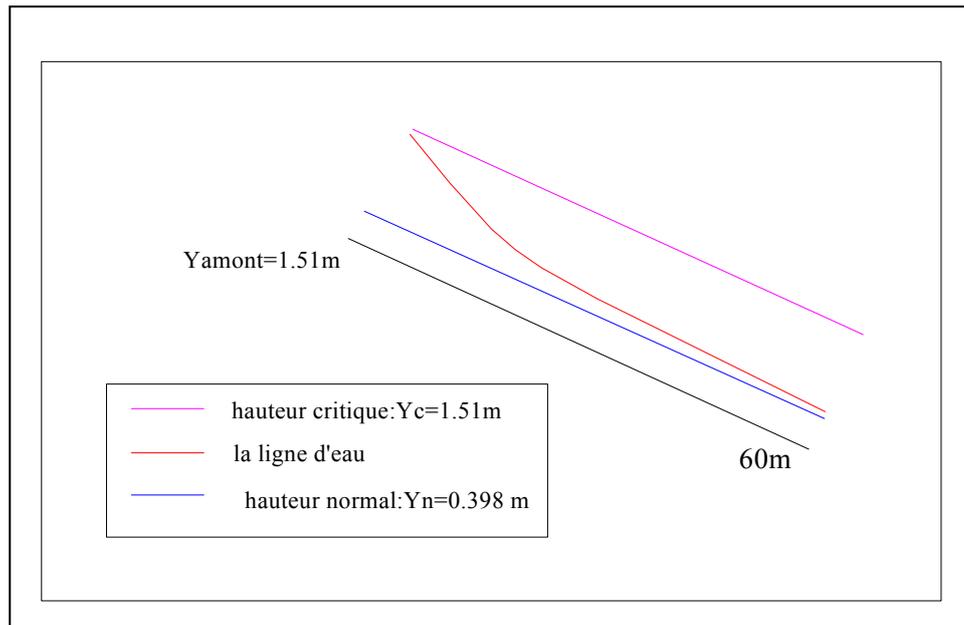


Fig.VII.schéma de la ligne d'eau.

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{58.36}{10 \cdot 0,45} = 12.97 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{12.97}{\sqrt{9,81 \cdot 0,45}} = 5,172$$

VII.3.5) Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée dépasse 12m/s, alors ai appeler à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe "C")

- Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "C" On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 8.2 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,45$$

Donc :

$$Y_2 = 8.2 \cdot 0,45 = 3.95 \text{ m}$$

Largeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,9$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 2.9 \times 3.95 = 12.55 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 13.00 \text{ m}$$

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,45 \text{ m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espace entre les blocs de chute.

Le nombre des blocs de chutes est 07 blocs.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,55 \Rightarrow h_2 = 0.697 \text{ m} \quad \frac{h_2}{y_1} = 1,75 \Rightarrow h_2 = 0.787 \text{ m}$$

h_2 : hauteur du bloc chicane.

h_1 : hauteur du seuil terminal.

* Dimensionnement des blocs chicane:

$$l = 0,2 \quad h_2 = 0,157 \text{ m.}$$

$$L = 0,75 \quad h_2 = 0,59 \text{ m.}$$

l: largeur du seuil.

L: espacement entre les blocs.

$$a = 0,8 \cdot y_2 = 3.16 \text{ m.}$$

a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

Le nombre des blocs chicanes est 06 blocs.

VII.3.6) Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et: } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{83.75^2}{9.81 \cdot 15^2}} = 1.47 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{1.47 \cdot 1}{15} = 0,11$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,11}{3} + 0.015 \cdot 0,11^2 \right) \cdot 1.47 = 1.42 \text{ m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc: } S_{cr} = 23.32 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Donc: } P_{cr} = 17.00 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc: } R_{cr} = 1,37 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Donc: } C_{cr} = 72.85$$

$$I_{cr} = \frac{83.75^2}{23,32^2 \cdot 72,85^2 \cdot 1,37} \cdot 100\% = 0,177\%$$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$$h_n = 0.564 \text{ m}$$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 72.85 \cdot \sqrt{1,87 \cdot 0,00177} = 4.19 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VII.3. 7) Conception de l'évacuateur de crues :

VII.3.7.1) Hauteur des murs bajoyers :

1)- 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 ($N_{cr}=872.84$ m) qui correspond à une hauteur de 4.62 m.

2)-Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a: } h_m = h_e + r \quad \text{ET} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 83.75 / (10.1,926) = 4.34 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1.926 + 0,82 = 2.746 \text{ m}$$

3)-Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$V = 8.29 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$h_m = 1.01 + 0,89 = 1.90 \text{ m.}$$

4)-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = 83.75 / (15 \cdot 4,90) = 1.13 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1.42 + 0.75 = 2.17 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VII.3.7.2) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

A/ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 5.5 < (10 \div 12)$$

Et

$$Fr^2 = 27.25 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

Chapitre 8: Organisation de chantier

VIII.1) Introduction :

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétant et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions.

VIII.2) Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VIII.2.1) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VIII.2.2) Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VIII.2.3) L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Fig. (VIII-1).

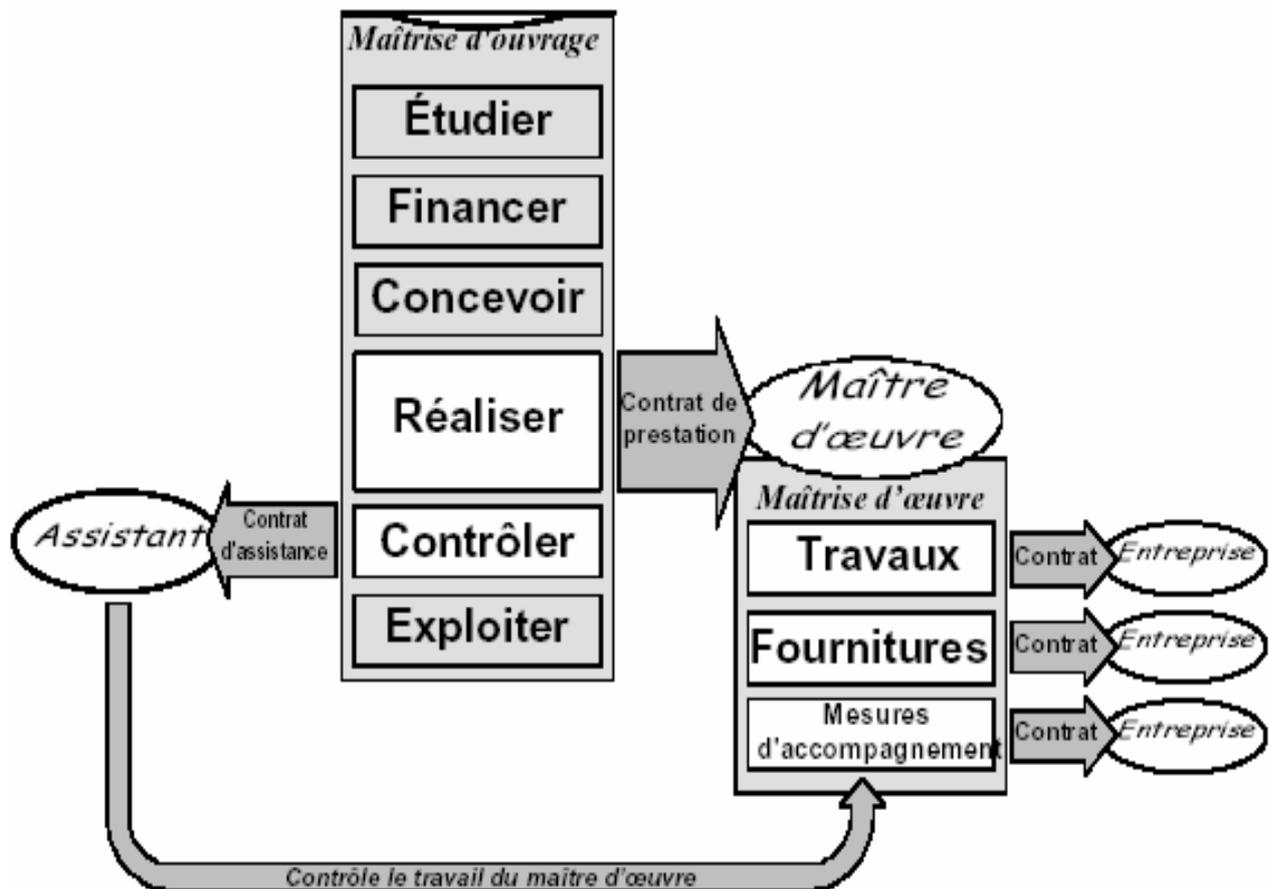


Fig. VIII.1 la relation entre les personnes du chantier.

VIII.3) Installations du chantier :

VIII.3.1) Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.3.2) Installations destinées au stockage des matériaux :

œ Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau .VIII.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids du plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vu que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

☞ **Le Ciment et les aciers :**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

☞ **L'eau de gâchage :**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes international en :

Matières organiques : 0.1 (g/l)

Matières en suspension : 0.2 (g/l)

Sels dissout : 1.5 (g/l)

Sulfates : 1.0 (g/l)

Acide humique : 0.05 (g/l)

Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)

Chlorures : 0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

☞ **Le Béton :**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, il se compose de sable, graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

☞ L'énergie électrique :

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

☞ L'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

☞ L'alimentation en carburant

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VIII.3.3) Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement 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.3.4) Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VIII.4) Réalisation du barrage en terre :

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tout le moyen nécessaire pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VIII.4.1) Les moyens de chantier :**VIII.4.1.1) Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VIII.4.1.2) Les moyens matériels :

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

VIII.4.1.3) Le matériel de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...).

1. Le bulldozer.
2. Pelle mécanique.
3. Chargeur à pneu ou à chenilles.
4. Décapeuse.
5. Niveleuse et les camions.

VIII.5) Le matériel lié au type de barrage :**VIII.5.1) Le matériel de compactage :**

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
2. Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

VIII.5.2) Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

VIII.5.3) Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

1. Les engins de forage et d'injection.
2. Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VIII.6) Terrassement au niveau des installations de chantier :**a)- Exécution des voies d'accès :**

La desserte est composée de 1 routes principales. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux côtés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b)- Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur ou de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f}$$

Où : G : capacité du godet. (m³/h)

Kr : coefficient de remplissage de godet.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Kf : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la benne du camion (m³/h).

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T}$$

Où : G : capacité de la lame (m³/h)

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VIII.7) Dérivation provisoire :

Il est évident qu'il plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

VIII.8) Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

Définitions des engins nécessaires :

-Pelle brute

-Camion benne

-Bulldozer.

a- Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

▪ Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet.

▪ Technologie d'exécution des différentes opérations :

1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalinge.

2- Régalinge des terres :

Le régalinge sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera

leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

▪ **Matériel nécessaire :**

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

▪ **Mise en place des filtres et drains :**

Elle est également identique au massifs du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

c- Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

VIII.8.1) Exécution des travaux de bétonnage :

a)- Généralités :

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon sa l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

Nous nous bornerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

b)- Composition du béton :

- Affaissement (5-11) cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que le granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaines humidité sur l'abaque on se place sur la zone comprise entre les zones sèches et humides et l'on trouve :

- Eaux : 180 l/m³

- Ciment classe 350 kg/m³
- Sable : 0/5 mm
- Gravier : 5/25 mm
- Cailloux: 20/40 mm

c)- Bétonnage de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue sera construit sur les marne grisâtre compacté de la rive droite c'est un ouvrage depluse de140 m de long et 20et10 m de largeur.

▪ **Exécution des coffrages :**

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent et nécessitent en général plusieurs types de -coffrages à savoir :

- coffrage glissant en acier pour mur.
- Coffrage glissant pour radier.
- Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tout autres éléments spéciales seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

▪ **Mise en place du matériel :**

- jeux de coffrage glissant.
- Camion grue.
- Pompe à béton.
- Camion malaxeur.
- Pervibrateur.

▪ **Mise en place du personnel :**

- Equipe de coffrage.
- Equipe de ferrailage.
- Equipe de bétonnage.

VIII.8.2) Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau VIII-2 : devis estimatif:

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	6108.48	300	1832544
2	Excavation du para fouille	m ³	2238.16	300	671448
4	Recharge (argile)	m ³	105652.12	150	15847818
5	Enrochements	m ³	6824.89	3000	20474670
6	Graviers	m ³	5093.17	1200	6111804
7	Sable	m ³	2603.03	1200	3123636
8	Produit asphaltite	m ³	584.33	3000	1752990
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	11650.36	300	3495108
2	Remblai	m ³	2656.49	150	398473.5
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	780.18	15000	11702700
4	Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	65.898	11000	724878
5	Enrochements	m ³	743.22	3000	2229660
6	sable	m ³	200.206	1200	240247.2
7	Waterstop	ml	406.18	300	121854
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	385.4	300	115620
2	Remblai	m ³	145.79	150	21868.5
3	Béton 350 kg/m ³	m ³	325.11	21000	6827310
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	21.56	15000	323400
7	Conduite métallique 400	ml	150	45000	6750000

8	Conduite métallique 250	ml	140	30000	420000
11	Vanne 400	u	2	55000	110000
12	Vanne 250	u	2	40000	80000
14	Grille	u	1	3000	3000
Montant totale du barrage : 82718440 DA					

A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à :

82718440 DA Million de DA.

VIII.9) Planification :

VIII.9.1) Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à --- entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VIII.9.2) Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

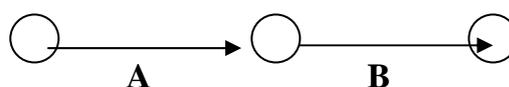
VIII.9.2.1) Méthodes basées sur le réseau :

Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

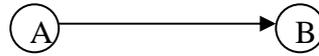
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.9.2.2) 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.9.3) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

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.

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.

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.

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 on a :
$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VIII.9.4) 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 :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = \mathbf{0} \\ \sum \mathbf{TR}_{\mathbf{C.C}} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

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:

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q.N}}{\mathbf{n}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VIII.9.5) Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

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.

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).

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.9.6) 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 pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correcte 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 asservi 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.9.6.1) Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° VIII-03 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	1
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	2
Excavation du barrage	F	2
Recharges du barrage	G	7
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassin d'amortissement d'E.C	J	2
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduite	M	2
<i>Travaux de finition</i>	<i>N</i>	2

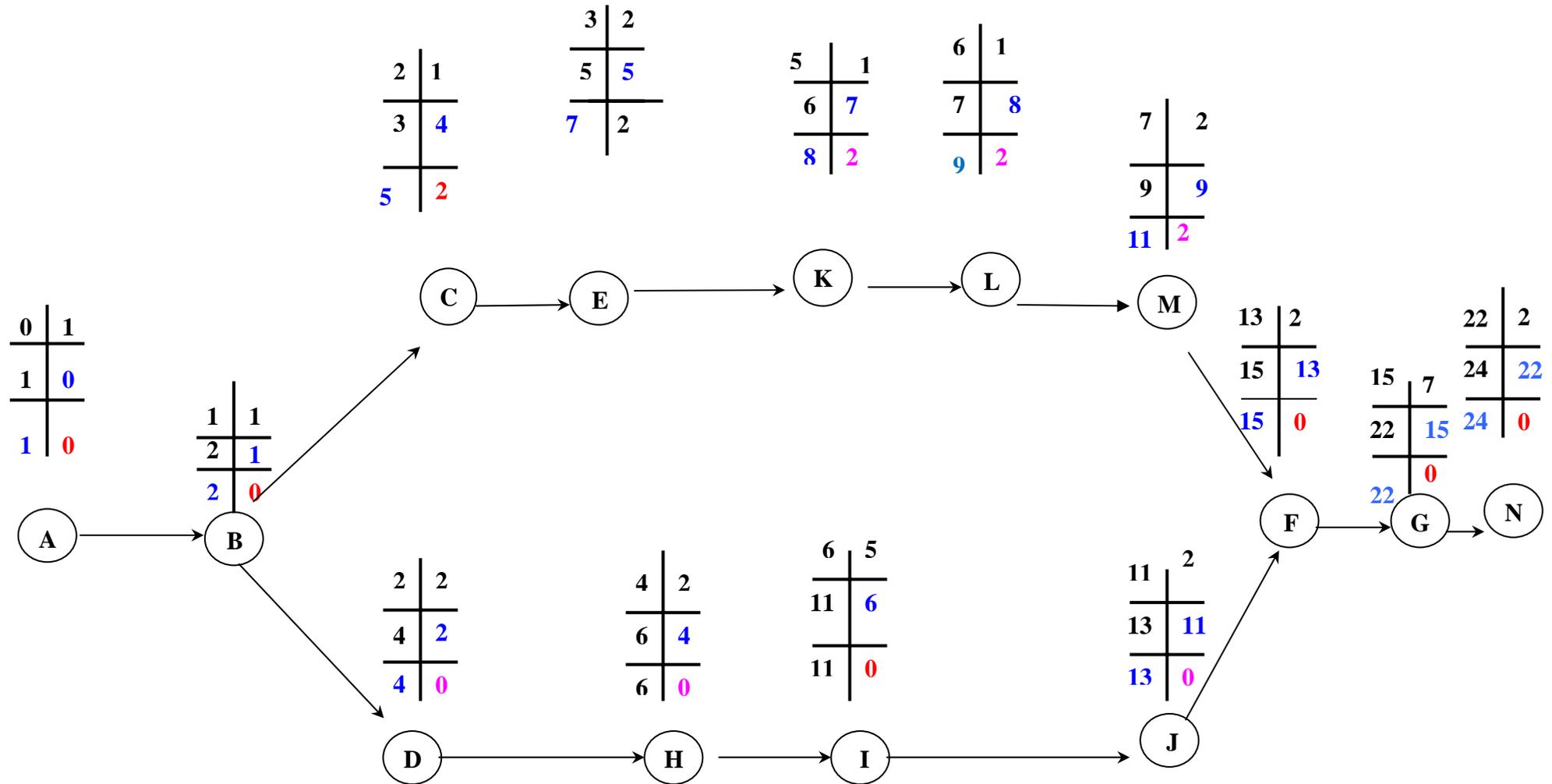


Figure VIII.2: Réseau à nœuds.

VIII.9.6.2) Détermination des chemins critiques :

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-04 : 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	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	1	2	3	4	5	1
D	2	2	4	2	4	0
E	2	3	5	5	7	2
F	2	11	13	11	13	0
G	7	15	22	15	22	0
H	2	4	6	4	6	0
I	5	6	11	6	11	0
J	2	11	13	11	13	0
K	1	5	6	7	8	1
L	1	6	7	8	9	1
M	2	7	9	8	10	2
N	2	22	24	20	24	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **24**mois.

Donc le chemin critique est : **A-B-D-H-I-J-F-G-N**

Tableau n° VIII-05: Diagramme de GANTE.

	Désignation des travaux	Première année												Deuxième année											
		1 Trimestre			2 Trimestre			3 Trimestre			4 Trimestre			5 Trimestre		6 Trimestre		7 Trimestre		8 Trimestre					
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
A	Travaux routiers	-																							
B	Installations de chantier	-																							
C	Pré-Batardeau	-																							
D	Galerie de dérivation	-																							
E	Batardeau	-																							
F	Excavations du barrage	-																							
G	Recharge du barrage	-																							
H	Excavation de l'évacuateur de crues	-																							
I	Construction de l'évacuateur de crues	-																							
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crues	-																							
K	Chambre des vannes	-																							
L	Embouchure vidange	-																							
M	Prise d'eau et conduite	-																							
N	Travaux de finition	-																							

VIII.9.6.3) Technologie des principaux travaux :

Exécution des voies d'accès :

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

Exécution des travaux de terrassement :

-Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

-Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.

-Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.

-Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux et le nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

Chapitre 9: Protection et sécurité de travail

IX.1) Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

IX .2) Instructions structurelles sur la sécurité :

IX .2.1) Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

IX .2.2) Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

IX.3) Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute

nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

IX.4) Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

IX.5) Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.

Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».

Suggestions du Personnel.

Statistique : élaboration et commentaire.

Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).

Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

Enquêtes à la suite des accidents.

Inspections des installations.

Visites périodiques effectuées par les organismes.

Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.

Equipes de secours.

Formation spéciale concernant certaines professions.

IX.6) Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humain, l'autre par les facteurs matériels.

IX.6.1) facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

*La négligence des travailleurs.

*La fatigue excessive

*Manque de concentration.

*L'agitation

*La nervosité.

*Inaptitude mentale ou physique.

*Taux d'erreur important.

IX.6.2) facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

*Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).

*Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).

*Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

IX.6.3) Causes des maladies professionnelles :

Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

-dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aiguë, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit

audimétrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.6.4) Conditions dangereuses dans le chantier :

Installation non protégée ou male protégée.

Outillages, engins et équipements en mauvais état.

Matière défectueuse, stockage irrationnel.

Protection individuelle inexistante.

Défauts dans la construction.

Eclairage défectueux.

Facteur d'ambiance impropre.

Conditions climatiques défavorables.

IX.6.5) Méthode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

IX.6.6) Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, soue 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.7) Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

IX.7.1) Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la

ventilation :

Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (IX-01).

Tableau (IX.01) : vitesse de l'air dans les différentes canalisations suivant les normes internationales :

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s) à la canalisation dérivée.

IX.7.2) Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

IX.7.3) Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Conclusion générale:

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème de faisabilité du petit barrage de l'oued R'horb wilaya de MEDEA on peut déduire les conclusions suivantes:

- ◆ Les conditions géologiques et géotechniques ne posent aucun problème pour la réalisation du barrage;
- ◆ La variante barrage en terre homogène s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles;
- ◆ Le mariage d'un drain vertical avec un drain tapis présentant une meilleure solution pour intercepter les infiltrations du corps de la digue;
- ◆ La dérivation provisoire est assurée par une galerie en fer à cheval située en rive droite de l'oued;
- ◆ L'évacuateur de crue est de type latérale a entonnement frontale sur la rive droite;
- ◆ Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort;
- ◆ La vidange de fond est assurée par une conduite en béton située dans la galerie qui antérieurement servi à la dérivation provisoire.

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (aval) pour un rayon de 46m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-3	3,38	0	1,42	-0,3	0,95394	7,77535	-2,332606	7,4172131	3,5432	11,338	2,553746	45,92	53,556625	
-2	4,6	0	3,8	-0,2	0,9798	28,3176	-5,66352	27,745468	4,69486	15,024	9,552765	44,54	189,18989	
-1	4,6	0	6,1	-0,1	0,99499	45,4572	-4,54572	45,229343	4,62317	14,794	15,57246	43,14	294,15354	
0	4,6	0	7,93	0	1	59,0944	0	59,09436	4,6	14,72	20,34619	41,98	372,11718	
1	4,6	0,28	9,04	0,1	0,99499	69,4526	6,945264	69,104504	4,62317	14,794	23,79268	41,08	427,96717	
2	4,6	0,4	9,03	0,2	0,9798	70,2724	14,054472	68,85257	4,69486	15,024	23,70594	40,9	431,12093	
3	4,6	0,64	8,77	0,3	0,95394	70,1233	21,036996	66,893384	4,82211	15,431	23,03139	40,92	430,41694	
4	4,6	1,54	7,7	0,4	0,91652	68,8565	27,542592	63,108006	5,01901	16,061	21,72809	40,84	421,8148	
5	4,6	2,69	5,73	0,5	0,86603	62,7458	31,37292	54,339491	5,31162	16,997	18,70909	41,22	387,95753	
6	4,6	3,87	2,87	0,6	0,8	50,2265	30,135888	40,181184	5,75	18,4	13,83438	41,93	315,89945	
7	4,6	4,11	0	0,7	0,71414	30,6277	21,439404	21,872567	6,44129	20,612	7,530725	42,92	197,18126	
8	1,55	1,42	0	0,8	0,6	3,56562	2,852496	2,139372	2,58333	8,2667	0,736586	43,72	23,383336	
							142,84				181,46	181,09		3544,76

Le facteur sans sième est de 2.54

le facteur avec sième est de 1.65

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (amont) pour un rayon de 40m

N° tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C,dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-5	3,14	0	2,18	-0,5	0,86603	3,5316	-1,7658	3,0584553	3,62576	11,602	1,053026	39,06	20,691644	
-4	4	0	5,77	-0,4	0,91652	37,3896	-14,95584	34,268134	4,36436	13,966	11,79852	37,38	209,64349	
-3	4	0	8,6	-0,3	0,95394	55,728	-16,7184	53,161124	4,19314	13,418	18,30337	36,12	301,9343	
-2	4	0	10,96	-0,2	0,9798	71,0208	-14,20416	69,585888	4,08248	13,064	23,95842	34,65	369,13061	
-1	4	0	12,9	-0,1	0,99499	83,592	-8,3592	83,17299	4,02015	12,864	28,63646	33,59	421,17829	
0	4	0	14,44	0	1	93,5712	0	93,5712	4	12,8	32,21656	32,78	460,08959	
1	4	0	14,57	0,1	0,99499	94,4136	9,44136	93,940346	4,02015	12,864	32,34366	32,76	463,94843	
2	4	0	15,3	0,2	0,9798	99,144	19,8288	97,140884	4,08248	13,064	33,44561	32,54	483,92186	
3	4	0	15,6	0,3	0,95394	101,088	30,3264	96,431806	4,19314	13,418	33,20147	32,65	495,07848	
4	4	0	15,43	0,4	0,91652	99,9864	39,99456	91,639049	4,36436	13,966	31,55132	33,07	495,98254	
5	4	0	14,75	0,5	0,86603	95,58	47,79	82,774708	4,6188	14,78	28,49933	33,82	484,87734	
6	4	0	13,44	0,6	0,8	87,0912	52,25472	69,67296	5	16	23,9884	34,86	455,39988	
7	4	2,11	9,23	0,7	0,71414	73,4832	51,43824	52,477501	5,60112	17,924	18,068	36,17	398,6831	
8	4	4,12	3,98	0,8	0,6	52,488	41,9904	31,4928	6,66667	21,333	10,84297	37,71	296,89837	
9	2,99	3,29	0	0,9	0,43589	15,9361	14,342492	6,9463858	6,85953	21,95	2,391641	39,27	93,871609	
							251,4				223,01	330,3		5451,33

Le facteur sans sième est de 2.20

le facteur avec sième est de 1.43

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (amont) pour un rayon de 45.46m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-4	2,15	0	1,72	-0,4	0,91652	5,99076	-2,396304	5,4906222	2,34584	7,5067	1,890421	44,15	39,673808	
-3	4,55	0	4,94	-0,3	0,95394	36,3807	-10,91422	34,705003	4,7655	15,25	11,94893	42,67	232,85485	
-2	4,55	0	7,63	-0,2	0,9798	56,1913	-11,23826	55,055993	4,63974	14,847	18,95578	41,73	351,72936	
-1	4,55	0	9,83	-0,1	0,99499	72,3932	-7,239323	72,030356	4,5689	14,62	24,80005	40,07	435,11952	
0	4,55	0	11,58	0	1	85,2811	0	85,281142	4,546	14,547	29,3623	39,02	499,15052	
1	4,55	0	12,37	0,1	0,99499	91,0991	9,1099112	90,642472	4,5689	14,62	31,2082	39,13	534,70624	
2	4,55	0	12,69	0,2	0,9798	93,4558	18,691152	91,567569	4,63974	14,847	31,52671	39,18	549,23949	
3	4,55	0	13,03	0,3	0,95394	95,9597	28,787909	91,539715	4,7655	15,25	31,51712	39,3	565,68241	
4	4,55	0	12,84	0,4	0,91652	94,5604	37,824175	86,666072	4,96009	15,872	29,83913	39,44	559,41954	
5	4,55	0	12,06	0,5	0,86603	88,8161	44,408056	76,917009	5,24927	16,798	26,48253	39,75	529,56606	
6	4,55	0	10,58	0,6	0,8	77,9166	46,749973	62,333297	5,6825	18,184	21,46135	40,85	477,4341	
7	4,55	3,21	4,98	0,7	0,71414	60,3154	42,220793	43,073825	6,36567	20,37	14,83032	41,91	379,17288	
8	4,55	4,41	0	0,8	0,6	32,4775	25,982027	19,48652	7,57667	24,245	6,709209	44	214,35172	
9	0,67	0,54	0	0,9	0,43589	0,58612	0,5275044	0,255482	1,53709	4,9187	0,087962	45,33	3,9852957	
							222,51				211,88	280,62	5372,09	

Le facteur sans sième est de 2.21

le facteur avec sième est de 1.45

Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (amont) pour un rayon de 48.11m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-3	4,81	0	1,03	-0,3	0,95394	9,61134	-2,883403	9,1686359	5,04225	16,135	3,156761	47,61	68,639399	
-2	4,81	0	3,87	-0,2	0,9798	36,1125	-7,222504	35,382897	4,90919	15,709	12,18233	46,2	250,25975	
-1	4,81	0	6,21	-0,1	0,99499	57,948	-5,794799	57,657526	4,83423	15,47	19,85149	45,01	391,23588	
0	4,81	0	7,98	0	1	74,4646	0	74,464572	4,81	15,392	25,63815	44,04	491,91296	
1	4,81	0	8,67	0,1	0,99499	80,9032	8,0903238	80,497705	4,83423	15,47	27,71536	43,79	531,41292	
2	4,81	0	9,29	0,2	0,9798	86,6887	17,337741	84,937238	4,90919	15,709	29,24389	43,43	564,73358	
3	4,81	0	9,65	0,3	0,95394	90,048	27,014403	85,900327	5,04225	16,135	29,57548	43,46	587,02298	
4	4,81	0	9,45	0,4	0,91652	88,1817	35,272692	80,819891	5,24814	16,794	27,82629	44,58	589,67123	
5	4,81	0	8,62	0,5	0,86603	80,4367	40,218334	69,660198	5,55411	17,773	23,98401	44,41	535,82886	
6	4,81	0	6,83	0,6	0,8	63,7335	38,240077	50,98677	6,0125	19,24	17,55474	45,32	433,26007	
7	4,81	4,2	0	0,7	0,71414	32,7272	22,909068	23,371924	6,73535	21,553	8,046954	46,51	228,32159	
							173,18193				185,38	224,7755		4672,2992

Le facteur sans sième est de **2.37**

le facteur avec sième est de **1.52**

Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (amont) pour un rayon de 43.74m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-4	3,78	0	1,27	-0,4	0,91652	9,31316	-3,725266	8,5356558	4,12432	13,198	2,938826	43,25	60,419151	
-3	4,37	0	4,27	-0,3	0,95394	36,2002	-10,86006	34,532796	4,581	14,659	11,88964	41,76	226,75809	
-2	4,37	0	6,94	-0,2	0,9798	58,8359	-11,76719	57,647205	4,46011	14,272	19,84793	40,43	356,81051	
-1	4,37	0	9,09	-0,1	0,99499	77,0632	-7,70632	76,676918	4,39202	14,054	26,39986	39,29	454,17198	
0	4,37	0	10,72	0	1	90,882	0	90,882016	4,37	13,984	31,29068	36,96	503,8499	
1	4,37	0	11,97	0,1	0,99499	101,479	10,147927	100,97059	4,39202	14,054	34,76418	37,66	573,25637	
2	4,37	0	11,76	0,2	0,9798	99,6989	19,939786	97,684601	4,46011	14,272	33,63281	37,98	567,98479	
3	4,37	0	12,08	0,3	0,95394	102,412	30,723547	97,694654	4,581	14,659	33,63627	37,96	583,13293	
4	4,37	0	11,91	0,4	0,91652	100,971	40,388239	92,541082	4,76806	15,258	31,86189	38,32	580,379	
5	4,37	0	11,15	0,5	0,86603	94,5275	47,263735	81,86319	5,04604	16,147	28,1855	38,99	552,84391	
6	4,37	0	9,72	0,6	0,8	82,4042	49,44253	65,923373	5,4625	17,48	22,69742	39,91	493,31284	
7	4,37	0	7,33	0,7	0,71414	62,1423	43,499592	44,37846	6,11922	19,582	15,2795	41,11	383,20033	
8	4,37	3,89	0	0,8	0,6	27,5389	22,031093	16,52332	7,28333	23,307	5,688979	42,52	175,64289	
							229,37761				204,93	298,1135	5511,7627	

Le facteur sans sième est de **1.50**

le facteur avec sième est de **1.12**

Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (amont) pour un rayon de 42.38m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-4	4,24	0	1,78	-0,4	0,91652	14,6416	-5,856627	13,419219	4,62622	14,804	4,620237	41,56	91,275535	
-3	4,24	0	4,78	-0,3	0,95394	39,3184	-11,79551	37,507333	4,44473	14,223	12,91377	40,1	236,49998	
-2	4,24	0	7,28	-0,2	0,9798	59,8824	-11,97647	58,672498	4,32743	13,848	20,20094	38,81	348,60521	
-1	4,24	0	9,34	-0,1	0,99499	76,8271	-7,68271	76,442003	4,26136	13,636	26,31898	37,73	434,803	
0	4,24	0	10,6	0	1	87,1914	0	87,19136	4,24	13,568	30,01999	37,77	493,98265	
1	4,24	0	11,02	0,1	0,99499	90,6461	9,0646112	90,191743	4,26136	13,636	31,05302	36,83	500,77445	
2	4,24	0	11,87	0,2	0,9798	97,6379	19,527574	95,665186	4,32743	13,848	32,93752	36,55	535,29963	
3	4,24	0	12,25	0,3	0,95394	100,764	30,22908	96,122348	4,44473	14,223	33,09492	36,58	552,88987	
4	4,24	0	12,08	0,4	0,91652	99,3652	39,746099	91,069754	4,62622	14,804	31,35532	36,92	550,28474	
5	4,24	0	11,35	0,5	0,86603	93,3606	46,68028	80,852617	4,89593	15,667	27,83756	37,57	526,13344	
6	4,24	0	9,88	0,6	0,8	81,2689	48,761357	65,015142	5,3	16,96	22,38471	38,51	469,44996	
7	4,24	4,03	3,68	0,7	0,71414	57,9515	40,56603	41,385629	5,93719	18,999	14,24907	39,71	345,18794	
8	4,24	3,64	0	0,8	0,6	25,0024	20,001946	15,001459	7,06667	22,613	5,165002	41,31	154,92757	
							217,26566				200,83	292,151		5240,114

Le facteur sans sième est de **1.57**

le facteur avec sième est de **1.08**

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (amont) pour un rayon de 48.11m

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-3	4,81	0	2,03	-0,3	0,95394	15,8182	-4,74545	15,089569	5,04225	16,135	5,195338	47,17	111,92143	
-2	4,81	0	4,88	-0,2	0,9798	38,0259	-7,605187	37,257656	4,90919	15,709	12,82781	45,72	260,78187	
-1	4,81	0	7,21	-0,1	0,99499	56,1818	-5,618176	55,900147	4,83423	15,47	19,24642	44,36	373,83344	
0	4,81	0	9,06	0	1	70,5973	0	70,597332	4,81	15,392	24,30666	43,14	456,83534	
1	4,81	0	10,42	0,1	0,99499	81,1947	8,1194724	80,78773	4,83423	15,47	27,81522	42,77	520,90475	
2	4,81	0	10,62	0,2	0,9798	82,7532	16,550633	81,081211	4,90919	15,709	27,91626	42,54	528,04794	
3	4,81	0	10,64	0,3	0,95394	82,909	24,872702	79,090153	5,04225	16,135	27,23074	42,38	527,05256	
4	4,81	0	10,46	0,4	0,91652	81,5064	32,602565	74,701861	5,24814	16,794	25,71985	42,8	523,27117	
5	4,81	0	9,66	0,5	0,86603	75,2727	37,636326	65,188029	5,55411	17,773	22,44424	44	496,7995	
6	4,81	0	8,06	0,6	0,8	62,8051	37,683079	50,244106	6,0125	19,24	17,29905	44,69	421,0142	
7	4,81	1,7	3,83	0,7	0,71414	43,0909	30,163606	30,773034	6,73535	21,553	10,59516	46,17	298,42579	
8	3	2,51	0	0,8	0,6	12,1986	9,75888	7,31916	5	16	2,519987	47,09	86,164811	
							179,41845				201,38	223,1167	4605,0528	

Le facteur sans sième est de **2.37**

le facteur avec sième est de **1.54**

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (aval) pour un rayon de 31 m

N° tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-5	2,25	0	1,11	-0,5	0,86603	4,04595	-2,022975	3,5038955	2,59808	8,3138	1,206391	30,52	18,522359	
-4	3,1	0	3,56	-0,4	0,91652	17,8783	-7,151328	16,385751	3,38238	10,824	5,641614	29,38	78,789756	
-3	3,1	0,05	5,91	-0,3	0,95394	29,9311	-8,979336	28,552469	3,24968	10,399	9,830615	28,17	126,47395	
-2	3,1	0,19	7,81	-0,2	0,9798	40,176	-8,0352	39,36428	3,16392	10,125	13,55312	27,09	163,25518	
-1	3,1	0,69	9,02	-0,1	0,99499	48,7636	-4,876362	48,519189	3,11562	9,97	16,70516	26,22	191,78732	
0	3,1	0,24	9,76	0	1	49,4035	0	49,40352	3,1	9,92	17,00963	26	192,67373	
1	3,1	0,57	10,42	0,1	0,99499	55,1918	5,519178	54,915128	3,11562	9,97	18,90728	25,54	211,43971	
2	3,1	1	10,76	0,2	0,9798	59,0587	11,811744	57,865492	3,16392	10,125	19,92309	25,27	223,86208	
3	3,1	1,75	10,45	0,3	0,95394	61,2684	18,38052	58,446329	3,24968	10,399	20,12307	25,25	232,05407	
4	3,1	2,53	9,75	0,4	0,91652	61,6702	24,668064	56,521635	3,38238	10,824	19,4604	25,49	235,79586	
5	3,1	3,32	8,63	0,5	0,86603	68,5739	34,28693	59,386705	3,57957	11,455	20,44684	26	267,43805	
6	3,1	4,13	7,01	0,6	0,8	55,9451	33,567048	44,756064	3,875	12,4	15,40951	26,75	224,47963	
7	3,1	4,96	4,77	0,7	0,71414	48,8641	34,204842	34,895919	4,34087	13,891	12,01466	27,74	203,32335	
8	3,1	5,8	1,63	0,8	0,6	37,3135	29,850768	22,388076	5,16667	16,533	7,708215	28,92	161,86579	
9	2,63	2,98	0	0,9	0,43589	12,6966	11,426929	5,5343144	6,03363	19,308	1,905464	30,36	57,820262	
							172,65				174,45	199,85		2589,58

Le facteur sans sième est de **2.17**

le facteur avec sième est de **1.40**

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (aval) pour un rayon de 35.91 m

N° tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn.sina	Gn.cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-4	1,46	0	0,6	-0,4	0,91652	1,41912	-0,567648	1,300645	1,59299	5,0976	0,447812	35,55	7,56746
-3	3,59	0	2,5	-0,3	0,95394	14,5395	-4,36185	13,869799	3,76334	12,043	4,775372	34,63	75,5254
-2	3,59	0	4,87	-0,2	0,9798	28,3229	-5,664589	27,750706	3,66403	11,725	9,554568	33,55	142,535
-1	3,59	0,09	6,75	-0,1	0,99499	39,7801	-3,978007	39,580672	3,60809	11,546	13,62763	32,57	194,346
0	3,59	0,55	7,88	0	1	49,0272	0	49,027194	3,59	11,488	16,88006	31,96	235,036
1	3,59	0,28	8,41	0,1	0,99499	50,5393	5,0539302	50,285971	3,60809	11,546	17,31346	31,61	239,632
2	3,59	0,6	8,82	0,2	0,9798	54,7848	10,956967	53,677958	3,66403	11,725	18,48132	31,5	258,858
3	3,59	1,2	8,72	0,3	0,95394	57,6927	17,307821	55,035363	3,76334	12,043	18,94868	31,23	270,262
4	3,59	2,08	7,97	0,4	0,91652	49,7215	19,88861	45,570531	3,91701	12,534	15,68993	31,41	234,263
5	3,59	2,99	6,68	0,5	0,86603	43,6933	21,846672	37,839546	4,14537	13,265	13,02816	31,85	208,745
6	3,59	3,92	4,78	0,6	0,8	50,5975	30,358476	40,477968	4,4875	14,36	13,93656	32,55	247,042
7	3,59	4,87	2,18	0,7	0,71414	41,0014	28,700973	29,280849	5,02701	16,086	10,0814	33,5	206,032
8	2,8	4,38	0	0,8	0,6	19,8677	15,894144	11,920608	4,66667	14,933	4,104265	34,66	103,292
						500,99	135,44			158,39	156,86		2423,14

Le facteur sans sième est de 2.33

le facteur avec sième est de 1.55

Calcul du facteur de sécurité: en service (aval) pour un rayon de 44 m.

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	NtgΦ	dn	α.Gn.dn	
-3	2,2	0	0,77	-0,3	0,95394	3,28636	-0,985908	3,1349876	2,30623	7,3799	1,079376	43,63	21,507583	
-2	4,4	0	2,95	-0,2	0,9798	25,1812	-5,03624	24,672436	4,49073	14,37	8,49472	42,61	160,94564	
-1	4,4	0	5,33	-0,1	0,99499	45,4969	-4,549688	45,268824	4,42217	14,151	15,58606	41,35	282,1944	
0	4,4	0	7,31	0	1	62,3982	0	62,39816	4,4	14,08	21,48369	40,35	377,66486	
1	4,4	0,14	8,71	0,1	0,99499	75,3465	7,534648	74,968801	4,42217	14,151	25,81176	39,6	447,55809	
2	4,4	0,69	9,09	0,2	0,9798	82,5106	16,502112	80,843508	4,49073	14,37	27,83442	39,22	485,40962	
3	4,4	0,45	8,91	0,3	0,95394	79,2634	23,779008	75,612426	4,61245	14,76	26,03336	39,58	470,58657	
4	4,4	1,06	8,42	0,4	0,91652	79,4288	31,77152	72,797698	4,80079	15,363	25,06425	39,7	472,9985	
5	4,4	2,14	6,87	0,5	0,86603	73,8962	36,94812	63,996021	5,08068	16,258	22,03383	40,16	445,15095	
6	4,4	3,26	4,61	0,6	0,8	62,5882	37,552944	50,070592	5,5	17,6	17,2393	40,92	384,16662	
7	4,4	4,41	1,44	0,7	0,71414	43,7263	30,608424	31,226838	6,16123	19,716	10,7514	41,96	275,21346	
8	4,4	2,59	0	0,8	0,6	18,4615	14,769216	11,076912	7,33333	23,467	3,813781	43,23	119,71373	
							188,89416				185,67	205,2259		

Le facteur sans sîsme est de **2.07**

le facteur avec sîsme est de **1.40**

Calcul du facteur de sécurité: en service (aval) pour un rayon de 42.12 m.

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn	
-3	4,21	0	1,98	-0,3	0,95394	16,1715	-4,851436	15,426582	4,41328	14,122	5,311372	41,18	99,891059	
-2	4,21	0	4,76	-0,2	0,9798	38,8768	-7,775365	38,091353	4,29681	13,75	13,11485	39,79	232,03632	
-1	4,21	0	7,08	-0,1	0,99499	57,8252	-5,782519	57,53534	4,23121	13,54	19,80942	38,6	334,80786	
0	4,21	0	8,96	0	1	73,1799	0	73,179904	4,21	13,472	25,19584	37,63	413,06397	
1	4,21	0,27	10,18	0,1	0,99499	84,9856	8,4985586	84,55959	4,23121	13,54	29,11387	36,92	470,65018	
2	4,21	0,48	10,4	0,2	0,9798	88,2147	17,642931	86,432358	4,29681	13,75	29,75866	36,8	486,9449	
3	4,21	0,56	10,33	0,3	0,95394	88,1886	26,456566	84,126519	4,41328	14,122	28,96476	36,96	488,91734	
4	4,21	1,23	9,76	0,4	0,91652	88,1027	35,241068	80,747431	4,59349	14,699	27,80134	37,14	490,81997	
5	4,21	2,28	8,28	0,5	0,86603	83,1761	41,588064	72,03264	4,86129	15,556	24,80084	37,64	469,61242	
6	4,21	3,35	6,11	0,6	0,8	72,7505	43,65029	58,200387	5,2625	16,84	20,03839	38,44	419,47929	
7	4,21	4,46	3,07	0,7	0,71414	55,492	38,844407	39,629222	5,89518	18,865	13,64434	39,52	328,95664	
8	4,21	4,41	0	0,8	0,6	30,0771	24,061666	18,046249	7,01667	22,453	6,213324	40,84	184,2522	
							217,57423				184,71	243,767	4419,42	

Le facteur sans sième est de 1.97

le facteur avec sième est de 1.33

Calcul du facteur de sécurité: en service (aval) pour un rayon de 35.93 m.

N°tr	Bi	h1	h2	sina	cosa	Gn	Gn sina	Gn cosa	dLi	C.dLi	Ntgφ	dn	α.Gn.dn
-4	3,59	1,61	0	-0,4	0,91652	9,36344	-3,745375	8,5817327	3,91701	12,534	2,954691	35,94	50,478294
-3	3,59	4,45	0	-0,3	0,95394	25,8803	-7,764093	24,688242	3,76334	12,043	8,500162	34,56	134,16353
-2	3,59	6,87	0	-0,2	0,9798	39,9545	-7,990909	39,1473	3,66403	11,725	13,47842	33,32	199,69282
-1	3,59	8,89	0	-0,1	0,99499	51,7025	-5,170246	51,4433	3,60809	11,546	17,71193	32,25	250,11066
0	3,59	10,54	0	0	1	61,2985	0	61,298532	3,59	11,488	21,10508	31,4	288,71609
1	3,59	11,83	0	0,1	0,99499	68,8009	6,8800914	68,456045	3,60809	11,546	23,56942	30,8	317,86022
2	3,59	12,03	0	0,2	0,9798	69,9641	13,992815	68,550513	3,66403	11,725	23,60194	30,48	319,87575
3	3,59	11,86	0,2	0,3	0,95394	70,1385	21,041564	66,90791	3,76334	12,043	23,03639	30,98	325,93383
4	3,59	11,12	1,03	0,4	0,91652	70,662	28,264788	64,762765	3,91701	12,534	22,29782	30,2	320,09872
5	3,59	9,84	1,93	0,5	0,86603	68,452	34,225983	59,281141	4,14537	13,265	20,4105	31,25	320,86859
6	3,59	7,94	2,85	0,6	0,8	62,7525	37,651489	50,201986	4,4875	14,36	17,28454	31,55	296,97612
7	3,59	5,33	3,8	0,7	0,71414	53,0983	37,168778	37,919738	5,02701	16,086	13,05577	33,24	264,74789
8	3,59	1,64	4,77	0,8	0,6	37,2793	29,823422	22,367567	5,98333	19,147	7,701153	34,02	190,23616
9	2,36	0	2,77	0,9	0,43589	10,5903	9,5312376	4,6161891	5,41421	17,325	1,589354	35,12	55,789511
						1,62	193,90955			187,37	216,2972		3335,5482

Références bibliographiques :

- [01] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- [02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [03] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
- [04] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
- [05] : CIGB : Choix de la crue de projet. 1984
- [06] : CIGB : Evacuateur de crue de barrage. Bulletin 58. 1987
- [07] : CIGB : Evacuateurs. Ondes de choc et entraînement d'air. Bulletin 81.
- [08] : Ecole inter-etats d'ingénieurs de l'équipement rural. Cours de barrages 2^{eme} édition.
- [09] : Ecole nationale des ponts et chaussées. Les barrages en terre 1985
- [10] : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.
- [11] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977
- [12] : M.DUNGLAS : Cours d'ouvrages d'art. Chapitre 5 et 6 –Les barrages.
- [13] : M.HASSANE : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale.
- [14] : P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971.
- [15] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1977.