

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

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

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

**DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**OPTION : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME:**

**ETUDE DE L'AVANT PROJET DETAILLE**

**DU BARRAGE DE BOUZINA EN B.C.R**

**(W. BATNA)**

**Présenté par:**

**M<sup>r</sup> : REBBAH MOHAMED SAID**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup>: M.K.MIHOUBI**

**Devant le jury composé de :**

**President: M<sup>r</sup> : M.HASSANE**

**Examineurs: M<sup>r</sup> : A.HADJ SADOK**

**M<sup>me</sup> : A.ADDOU**

**M<sup>r</sup> : A.HEBBOUCHE**

**Novembre 2011**

# Dedicace

A l'âme de ma défunte  
Sœur « F azia » que D ieu  
L 'accueille en son vaste paradis  
A mes très chers parents  
A mon frère N acer  
A mes très chères sœurs  
A toute ma famille  
A tous mes amis  
A toute la promotion 2011  
A mes très chères  
Safou  
Y asmine, N arimane

R/M<sup>ed</sup> Said

# Remerciement

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à **Mr MIHOUBI. MASTAPHA. KAMEL.** (Mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études. Je le remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.*

*Je tiens à remercier également le **président et les membres du jury** qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Mes remerciements vont aussi à tout le **personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert et l'Agence Nationale des Ressources Hydriques** qui m'ont fourni les données de la région d'étude en particulier, Mr **BAKHTA**, qui n'ont pas ménagé le moindre effort pour mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration et au couronnement de ce mémoire.*

*Mes pensées vont pareillement à tous **mes enseignants** de la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.*

*Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas tous **mes amis** de la cite (3) ou ailleurs avec qui j'ai passé des moments qui resteront graver en ma mémoire merci sincèrement mes potes, Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.*

***Yemma, Vava, Hassiba, Zakia, Nacernagh, Rachida et Said (Mouha, Loulous), Hakima et Massinissa (Ilyane), Dalila et Meziane (Dihia), Houria et Rahim (Adam)**, qu'aurais-je pu accomplir sans vous ? Quelles qu'ont été mes décisions, vous m'avez toujours soutenu, vous êtes le « bio » carburant de mon moteur, mon point de repère, ma source intarissable de bien être... **MERCI** du fond du cœur.*

**R/M<sup>ed</sup> Said**



# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité**

Introduction :.....	3
I-1 Présentation générale du projet : .....	3
I-2 Conditions hydrologiques : .....	4
I-2-1- Morphologie du bassin versant :.....	4
I-2-2 Hydrogéologie du bassin versant : .....	5
I-2-3 Apports : .....	8
I-2-4 Envasement : .....	9
I-2-5 Evaporation : .....	10
I-2-6-Crues de projet .....	10
I-2-7 Régularisation.....	10
I-2-8 Conclusion des aspects hydrologiques.....	12
I-3 Géotechnique du site.....	12
I-3-1 Topographie et morphologie du site.....	12
I-3-2 Géologie de la cuvette et du site du barrage.....	12
I-3-3 Synthèse des essais géotechniques.....	15
I-3-4 Synthèse des essais dilatométriques.....	16
I-3-5 Synthèse des essais au laboratoire.....	17
I-3-6 Matériaux de construction.....	22
I-3-6-1 Matériaux pour remblai.....	22
I-3-7 Perméabilité.....	24
I-3-8 Sismicité du site.....	25
I-3-9 Conclusions sur la situation topographique et géologique.....	25
I-4 Analyse de variantes.....	25
I-4-1 Les ouvrages annexes.....	25
I-4-2 Matériaux de construction.....	29
I-4-3 Les prix unitaires : .....	29
Conclusion.....	30

## **Chapitre II : Recherche bibliographique**

Introduction :.....	31
II-1 Définition du BCR.....	31
II-2 Les constituants du BCR :.....	31
II-2-1 Les granulats .....	32
II-2-1 Les liants.....	32
II-2-2 L'eau.....	32
II-2-3 Les adjuvants.....	32
II-3 L'étanchéité du barrage:.....	32
II-3-1 Etanchéité le long des fissures verticales.....	32

II-3-2 Etanchéité horizontale.....	33
II-3 Compactage du BCR:.....	33
II-3-1 Influence de la teneur en eau et en éléments fins.....	33
II-3-2 Choix du compacteur.....	33
II-4 Les parements du barrage: .....	34
II-4-1 Le parement amont.....	34
II-4-2 Le parement aval.....	35
II-5 Réalisation du BCR: .....	35
II-5-1Fabrication.....	35
Conclusion.....	37

### **Chapitre III : Etude hydrologique**

Introduction.....	39
III-1 Caractéristiques morpho métriques du bassin versant :.....	39
III-1-1 Paramètres géométriques : .....	39
III-1-2 Paramètres de forme : .....	40
III-1-3 Paramètres du relief : .....	41
III-2 Caractéristiques hydrographiques du bassin: .....	45
III-2-1 Réseau hydrographique : .....	45
III-3 Caractéristiques climatiques : .....	51
III-3-1 température .....	51
III-3-2-Ensoleillement. ....	52
III-3-3-Vent.....	53
III-3-4- Pluviométrie .....	53
III-4 Etudes des apports : .....	66
III-4-1 Apport liquides : .....	66
III-4-2. Caractéristiques de l'écoulement : .....	69
III-4-3 Apports fréquentiels : .....	69
III-4-4 Les apports solides: ....	71
III-5 Etude des crues : .....	75
III-5-1 Hydrogramme de crue: .....	78
III-5-2 Choix de la crue de projet: .....	81
III-5-3 Détermination de l'hydrogramme de crue .....	81
III-6 Régularisation:.....	86
III-6-1 Répartition mensuelle de l'apport A80% .....	86
III-6-2 Répartition des besoins : .....	86
III-6-3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»: ....	87
III-6-4 Calcul du volume utile .....	89
III-7 Laminage des crues .....	100
III-7-1 Estimation du débit de crue laminée : ....	101
III-7-2 Estimation de la charge au dessus du déversoir :.....	102
III-8 Etude d'optimisation : .....	107
III-8-1 Calcul du coût approximatif de la digue : ...	107

III-8-2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues : .....	110
III-8-3 laminage pour un déversoir de largeur $b=55m$ :.....	113
Conclusion.....	115

### **Chapitre IV : Analyse et choix de variante retenue**

Introduction.....	116
IV-1 Choix du site du barrage .....	117
IV-2 Choix du type de barrage : .....	117
IV-3 Variantes susceptibles à projeter sur le site : .....	117
IV-3-1 Sections types du barrage des variantes proposées.....	119
IV-4 Définition de profil général du barrage : .....	120
IV-4-1 Hauteur de barrage : .....	120
IV-5 Le choix définitif du type du barrage.....	122
IV-5-1 Evaluation du prix total des différents matériaux: .....	123
Conclusion : .....	125

### **Chapitre V : Calcul de stabilité et de résistance**

Introduction.....	126
V-1 Actions.....	126
V-1-1 Actions permanentes: .....	126
V-1-2 Actions variables: .....	126
V-1-3 Actions accidentelles:.....	127
V-1-4 Autres efforts.....	127
V-2 Calcul de stabilité.....	127
V-3 Calcul des différentes charges.....	128
V-3-1 Calcul des charges verticales.....	128
V-3-2 Calcul des charges horizontales.....	130
V 3-3 Calcul de la charge sismique.....	131
V-4 Stabilité au Glissement.....	133
V-4-1 Conditions normales .....	134
V-4-2 Conditions exceptionnelles.....	134
V-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme) .....	134
V-5 Stabilité au renversement.....	135
V-5-1 Conditions normales.....	135
V-5-2 Conditions exceptionnelles.....	135
V-5-2 Conditions extrêmes.....	136
V-6 Calcul de Resistance.....	136
V-6-1 Méthode de Pigeaud (Maurice Levy) .....	136
V-6-2 Méthode de la résistance des matériaux.....	138
V-6-3 Vérification de la condition de Maurice Levy.....	139
Conclusion .....	140

## **Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages annexes**

Introduction.....	141
VI-1 Ouvrage de Prise d'eau.....	141
VI-1-1 Type de prise.....	141
VI-1-2 Choix de la variante.....	142
VI-2 Ouvrage de vidange.....	142
VI-2-1 Type de vidange.....	143
VI-2-2 Choix de la variante.....	143
VI-3 Ouvrage d'évacuateur de crues .....	144
VI-3-2 Différents types des évacuateurs de crues.....	144
VI-3-3 Choix de la variante.....	146
VI-5 Ouvrage de dérivation provisoire.....	146
VI-5-1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire .....	146
VI-5-2 Choix de la variante.....	147
VI-6 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	147
VI-6-1 Calcul du débit de vidange.....	147
VI-6-2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre....	148
VI-7 Dimensionnement de la prise d'eau .....	150
VI-8 Dimensionnement de la dérivation provisoire .....	151
VI-8-1 Choix de la crue de dimensionnement.....	151
VI-8-2 Succession des travaux .....	152
VI-8-3 Calcul hydraulique de la dérivation provisoire.....	152
VI-8-4 Calcul hydraulique du déversoir.....	164
VI-8-5 le nombre de pertuis et leurs larguer.....	166
Conclusion .....	167

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Introduction.....	168
VII-1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	168
VII-1-1 Le maître de l'ouvrage.....	169
VII-1-2 Le maître d'œuvre.....	169
VII-1-3 L'entrepreneur.....	169
VII-2 Installations du chantier.....	170
VII-2-1 Installations destinées au personnel.....	170
VII-2-2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	170
VII-2-3 Installations destinées à la réparation des engins.....	172
VII-2-4 Installations pour la préfabrication.....	172
VII-3 Les moyens de chantier.....	172
VII-3-1 Les moyens humains.....	172
VII-3-2 Les moyens matériels.....	172
VII-4 Terrassement au niveau des installations de chantier .....	173
VII-5 Dérivation provisoire.....	174
VII-6 Réalisation de la digue.....	174
VII-7 Exécution de l'évacuateur de crue.....	175

VII-8 Exécution des travaux de bétonnage.....	175
VII-9 Exécution de la vidange de fond.....	175
VII-10 Travaux des injections.....	175
VII-11 Le devis estimatif.....	176
VII-12 Planification.....	179
VII-12-1 Définition : .....	179
VII-12-2 Techniques de la planification.....	179
Conclusion.....	185

### **Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail**

Introduction.....	186
VIII-1 Principes fonctions du service de sécurité .....	186
VIII-2 Causes des accidents de travail : .....	187
VIII-2-1 Causes humaines : .....	187
VIII-2-2 Causes techniques : .....	187
VIII-3 Conditions dangereuses dans le chantier : .....	187
VIII-4 Actions dangereuses : .....	188
VIII-5 Mesures préventives : .....	188
VIII-6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	188
VIII-7 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel.....	190
VI.12.1. Ordonnance 66-183.....	190
VIII-7-2 Calcul du diamètre des canalisations.....	191
Conclusion.....	192
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>193</b>

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I-1 : Caractéristiques du bassin versant du barrage de Bouzina.....	5
Tableau I.2 : Apports des sources par ruissellement au site du barrage : .....	9
Tableau I.3 : Récapitulatifs des crues du projet : .....	10
Tableau I.4 : Modulation mensuelle des besoins.....	11
Tableau I.5 : Emplacement des sondages de reconnaissance effectués en 2005.....	15
Tableau I.6 : Résultats des essais dilatométriques dans les sondages.....	16
Tableau I.7 : Essais physiques et mécaniques des échantillons conglomératiques....	17
Tableau I.8 : Essais physiques et mécaniques des échantillons d'argile rouge.....	18
Tableau I.9 : Essais sur les échantillons argileux.....	19
Tableau I.10 : résultats des sondages (F07, F08) .....	23
Tableau I.11 : Récapitulatif des essais Lugeon du site (sondages F01, F02, F03 et F04) .....	24
Tableau I.12 : Récapitulatif des essais Lugeon sur les cols (sondages F05 et F06) ..	24

### Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	41
Tableau III-2: Résultats de calcul pour l'altitude moyenne.....	43
Tableau III-3: Evaluation de la pente moyenne. ....	44
Tableau III-4 : Temps de concentration.....	50
Tableau III-5: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques ....	51
Tableau III-6: Température du vent.....	52
Tableau III-7 : Insolations et radiations mensuelles.....	53
Tableau III-8 : stations pluviométriques.....	54
Tableau III-9- Répartition mensuelle des pluies.....	54
Tableau III-10 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon.....	55
Tableau III.11 Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	57
Tableau III.12 Ajustement à la loi Normale.....	59
Tableau III.13 Ajustement à la loi Log Normale.....	60
Tableau III.14 Pluies maximales journalières pour les différentes fréquences (Log Normale) .....	61
Tableau III.15 Pluies de courte durée et leurs intensités.....	62
Tableau III.16 Résultats des calculs de l'apport moyen intrannuel.....	67
Tableau III.17 Répartition mensuelle de l'apport moyen. ....	68
Tableau III.18 Apports fréquentiels.....	70
Tableau III.19 répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	70
Tableau III.20 : récapitulatif des résultats de calcul du volume mort. ....	74
Tableau III.21 résultats du calcul (Giandotti) .....	75
Tableau III.22 : valeurs de $\gamma$ .....	76
Tableau III.23 valeurs de $\alpha$ %.....	76

Tableau III.24 valeurs de $Q_{max}$ p% (Formule de Sokolovski) .....	76
Tableau III.25 valeurs de $Q_{max}$ p% (Formule de Mallet-Gauthier) .....	77
Tableau III.26 valeurs de $Q_{max}$ p% (Formule de POSSENTI) .....	77
Tableau III.27 valeurs de $Q_{max}$ p% (Formule d'Alexeev) .....	78
Tableau III.28 récapitulatif des résultats de débit de crue. ....	78
Tableau III.29 Débits fréquentielles calculés.....	78
Tableau III.30 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme decrue	80
Tableau III.31 Surfaces débitantes.....	82
Tableau III.32 Détermination du débit max probable $Q_{max}$ p.....	84
Tableau III.33 Ordonnées de l'hydrogramme de crue synthétique.....	85
Tableau III.34 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.....	86
Tableau III-35 Répartitions saisonnières des demandes.....	86
Tableau III.36 Courbes topographiques et volumétriques. ....	87
Tableau III.37 : Détermination de la période à bonne.....	89
Tableau III.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes. ....	91
Tableau III.39 : valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	93
Tableau III.40 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	94
Tableau III.41 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes. ....	95
Tableau III.42 : Détermination de la période d'étéage. ....	97
Tableau III.43 : tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique). ....	99
Tableau III.44 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine : .....	103
Tableau III.45 : Détermination de $H_0$ et $Q$ en fonction de $b$ .....	103
Tableau III.46 : Débits déversant en fonction de $h$ et $b$ et le volume de crue.....	104
Tableau III.47 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	104
Tableau III.48: Résultats de calcul de la revanche. ....	108
Tableau III.49 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	109
Tableau III.50 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	109
Tableau III.51 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	110
Tableau III.52 : récapitulatif des coûts du coursier.....	111
Tableau III.53: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes	112
Tableau III.54: Volumes et débits déversants.....	113
Tableau III.55 : Récapitulatif des caractéristiques du barrage.....	114

#### **Chapitre IV : Analyse et choix de variante retenue**

Tableau IV.1: les différents résultats de la revanche.....	121
Tableau IV.2 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	122
Tableau IV.3: coût de la digue (1ère variante) .....	123
Tableau IV.4: coût de la digue (2ème variante) .....	124
Tableau IV.5: coût de la digue (3ème variante) .....	124

## **Chapitre V : Calcul de stabilité et de résistance**

Tableau V-1 Coefficients de sécurité.....	128
Tableau V.2 Tableau récapitulatif des forces agissantes sur le corps du barrage... ..	132

## **Chapitre VI : Calcul hydraulique des ouvrages annexes**

Tableau VI-01 : Coefficient de débits.....	154
Tableau VI-02 : Calcul du débit en fonction du diamètre $Q = f(D)$ .....	154
Tableau VI.03 : Calcul de la charge déversée en fonction du temps $H_{dév} = f(T)$ .....	155
Tableau VI.04 : Résultats du laminage.....	155
Tableau VI.05 : Résultats de calcul.....	156
Tableau VI.06:Calcul d'optimisation pour la galerie de dérivation.....	158
Tableau VI.07 : Résultats de calcul pour l'étude d'optimisation.....	159
Tableau VI.08 : Coordonnées du profil du déversoir.....	165
Tableau VI.09 : tableau récapitulatif des dimensions des ouvrages annexes.....	167

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Tableau VII-1 Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats .....	170
Tableau VII-2 : Devis estimatif de la digue.....	176
Tableau VII-3 : Devis estimatif de la vidange de fond.....	176
Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue.....	177
Tableau VII-5 : Devis estimatif de la prise d'eau.....	177
Tableau VII-6 : différents couts de construction du barrage.....	178
Tableau VII-7 : symboles des opérations et leurs durées.....	183
Tableau VII-8 Résultats de calcul pour la méthode du tableau.....	184

## **Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail**

Tableau VIII-1: Plan de sécurité.....	189
Tableau VIII.02: Vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	191

## Liste des figures

Figure I-1 : Extrait de la carte routière de la région du site de Bouzina .....	4
Figure I-2 : Structure et lithologie des formations géologiques du bassin versant...	6
Figure I-3 : Limites des bassins versants des sources de Tabgha et de Menaa.....	8
Figure II.1 photographie d'un rouleau compacteur à cylindre métallique lisse...	34
Figure II.2 Schéma d'une centrale mobile.....	36
Figure II.3 Photographie d'une centrale mobile.....	37
Figure III-1- Courbe hypsométrique du bassin versant.....	42
Figure III-2 : Limites du bassin versant et courbes de niveau.....	47
Figure III-3 : Réseau hydrographique.....	48
Figure III-4- Répartition mensuelle de la température.....	52
Figure III-5- Répartition mensuelle de l'insolation et radiation.....	53
Figure III-6-Répartition mensuelle des pluies.....	55
Figure III-7- Ajustement a la loi de GUMBEL.....	58
Figure III-8- Ajustement a la loi Normale.....	59
Figure III-9- Ajustement a la loi Log Normale.....	61
Figure III.10 : Courbe des pluies de Courtes durées.....	64
Figure III.11 : Courbe des intensités des pluies de courte durée.....	65
Figure III-12- Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	68
Figure III-13- Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.	70
Figure III-14 : Hydrogramme de crue.....	81
Figure III-15. Réseau isochrone du bassin versant.....	83
Figure III-16. Hydrogramme synthétique pour la crue centennale.....	85
Figure III-17 : Repartitions mensuelle des besoins.....	86
Figure III-18: Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces.....	88
Figure III.19 : courbe volumétrique ( $S=f(V)$ ).....	93
Figure III-20 : Courbes de laminage $H= f(Q, q)$ .....	105
Figure III-21 : Courbes de laminage $V_d=f(Q, q)$ .....	106
Figure III.22 : Courbe d'optimisation.....	112
Figure III.23 : Courbe des débits déversants. ....	114
Figure IV-1 : Position de l'axe du barrage .....	116
Figure IV-2 : Problématiques du site pour différentes positions d'axe d'un barrage voûte.....	118
Figure IV-3 : Problématique de l'axe aval du barrage voûte .....	118
Figure IV-4 : Coupe type d'un barrage poids en BCR.....	119
Figure IV-5 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque.....	120
Figure IV-6 : Coupe type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale.....	120
Figure-IV-7 couts total de l'aménagement (digue+ouvrages annexes).....	125
FigureV.1 Différentes charges appliquées sur le barrage.....	133
FigureVI-1 : Schéma pour le calcul d'optimisation.....	157
FigureVI-2 : Courbe d'optimisation.....	160
Figure VI-3 : Construction du batardeau.....	161

Figure.VI-4- Dimensions du déversoir.	165
Figure.VI-5- Profil du déversoir type Creager	166
Figure VII-1 Relation entre les personnes du chantier.	170
Figure VII.2: Réseau à nœuds.	184

---

## Introduction générale

La région méditerranéenne comme la plupart des pays sous-développés vivent une véritable crise de l'eau et notre pays n'échappe pas à cet aléa car, l'eau douce, ressource que nous pensions inépuisable est rare et souvent difficile à prélever, le manque d'eau est également lié à la croissance démographique et à la pollution ce qui est particulièrement le cas de l'Algérie. Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de cette ressource.

La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public a franchi une étape importante par l'édification des barrages qui est une solution très largement utilisée pour résoudre ce délicat problème, intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national, c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle.

Les barrages sont des ouvrages de génie civil remarquable à plusieurs titres :

- ❖ Par leurs dimensions puisque certains d'entre eux sont les plus grandes constructions de génie civil existantes ;
- ❖ Par l'ampleur des conséquences que pourrait avoir leur rupture ;
- ❖ Par l'impact qu'ils ont sur l'environnement .

Le domaine des barrages se trouve aux points de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, l'hydraulique, la mécanique des sols, .....

On construit les barrages pour stocker, à titre provisoire, un volume d'eau plus ou moins important afin de pouvoir le restituer plus tard, hormis pour un usage exclusivement touristique et pour l'idéal un plan d'eau à niveau constant.

Dans ce cadre bien précis la wilaya de Batna a bénéficié d'un projet de barrage dans la région de Bouzina (barrage Bouzina) de type barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR).

Un barrage poids est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton dont la stabilité, sous l'effet de l'eau est assurée par le poids propre du barrage.

Le registre mondial de la CIGB répertorie environ 3200 barrages-poids dans le monde. Le plus haut est celui de grande Dixence, en Suisse, avec une hauteur sur fondation de 285 m pour un volume de béton de 6 000 000 m<sup>3</sup>.

---

C'est en Espagne que sont construits, il y'a plus de quatre siècles, les premiers grands barrages-poids en maçonnerie.

Notre projet d'étude a pour but l'étude de l'avant projet détaillé du barrage de Bouzina qui est destiné a l'irrigation des terres agricoles de cette région et l'alimentation en potable de la population.

Le contenu comprendra huit chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, faisabilité technico - économique...

Un accent particulier est mis sur les ouvrages existants et sur les méthodes de calcul et dimensionnement hydraulique qui ont prévalu lors de leur conception.

L'avant dernier chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Le dernier chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

***Introduction***

Dans un premier temps, cette étude synthétise les résultats de l'étude hydrologique et de régularisation de la retenue, l'étude géologique et géotechnique, ainsi que les bases pour l'identification et la discussion des variantes d'ouvrage. Les éléments principaux de ces études y sont extraits, résumés, présentés et développés.

Tout un chapitre dans ce rapport est consacré à la conception du corps du barrage et des ouvrages annexes. La conception englobe la stabilité, l'étanchéité, les drainages, les injections de la fondation et le système. Les ouvrages annexes englobent la dérivation provisoire, la vidange de fond, la prise d'eau et l'évacuateur de crue.

***I -1 Présentation générale du projet***

Le site se trouve à environ 50 Km au sud - sud ouest du chef lieu de la wilaya de Batna et à une dizaine de kilomètres au sud ouest du village de Bouzina, presque à mi-distance entre Batna et Biskra. On y accède à partir de Batna en empruntant la RN31 direction Biskra. Dix kilomètres après Tazoult, on prend à droite le CW 54 vers Menaâ en passant par Teniet El Abed.

Sur la feuille au 1/50'000 de Menaâ N°260, le site est repéré par les coordonnées Lambert ci-dessous :

**X = 802,00 Km**

**Y = 217,35 Km**

**Z = 987 m NGA (lit de l'oued)**



**Figure I-1** : Extrait de la carte routière de la région du site de Bouzina

Echelle 1/100 000, Source [ANBT]

## I-2 Conditions hydrologiques

### I-2-1- Morphologie du bassin versant

Le bassin versant du barrage de Bouzina présente plusieurs particularités :

- Une alimentation d'origine karstique (source de Bouzina) représentant une part importante des apports.
- Une altitude moyenne élevée, et des crêtes fréquemment enneigées.
- Une utilisation traditionnelle importante de ces débits (agriculture traditionnelle), tant dans la vallée de Bouzina elle-même, qu'à l'aval (palmeraie de Menaâ).

La région de Bouzina est située au nord-ouest de la chaîne des Aurès qui fait suite à l'est à l'Atlas saharien. A l'intérieur des Aurès, la vallée de l'oued de Bouzina occupe le cœur du synclinal du même nom.

Les principales caractéristiques du bassin versant, au niveau du barrage, ont été calculées sur la base des cartes topographiques au 1/50 000. Ces caractéristiques sont résumées sur le tableau ci après :

**Tableau I-1** : Caractéristiques du bassin versant du barrage de Bouzina :

Superficie	161.8 km <sup>2</sup>
Altitude maximale (NGA)	2321 m
Altitude minimale (NGA)	905 m
Altitude moyenne (NGA)	1350 m
Longueur du thalweg	31 km

Source A.N.B.T

La couverture du sol du bassin versant s'organise schématiquement comme suit :

- Les crêtes et parties hautes sont quasiment minérales.
- Le bas des pentes et les piémonts sont plaqués de colluvions, d'éboulis hébergeant une végétation arbustive (steppe d'altitude) maigre et éparse, quoique légèrement plus dense dans la partie aval du bassin versant.
- Les zones cultivables ne représentent que quelques % de la surface.
- Le replat supérieur (vallée de l'oued Nerdi), ainsi que certains épaulements présentent des sols mieux développés, qui permettent la mise en place de cultures pluviales et de parcours dans les secteurs les plus maigres
- Le fond des vallées (terrasses alluviales) peut être irrigué (grâce aux sources) et est activement cultivé (vergers, palmeraie, maraîchage).

### ***I-2-2 Hydrogéologie du bassin versant***

L'étude hydrogéologique a été menée dans le but de comprendre le fonctionnement des sources de Tabgha et d'estimer leur apport moyen au site du futur barrage. Les couches géologiques aquifères, dont l'exutoire est les sources de Tabgha, sont les calcaires du maestrichtien auxquels sont ajoutés les calcaires du Landenéen,

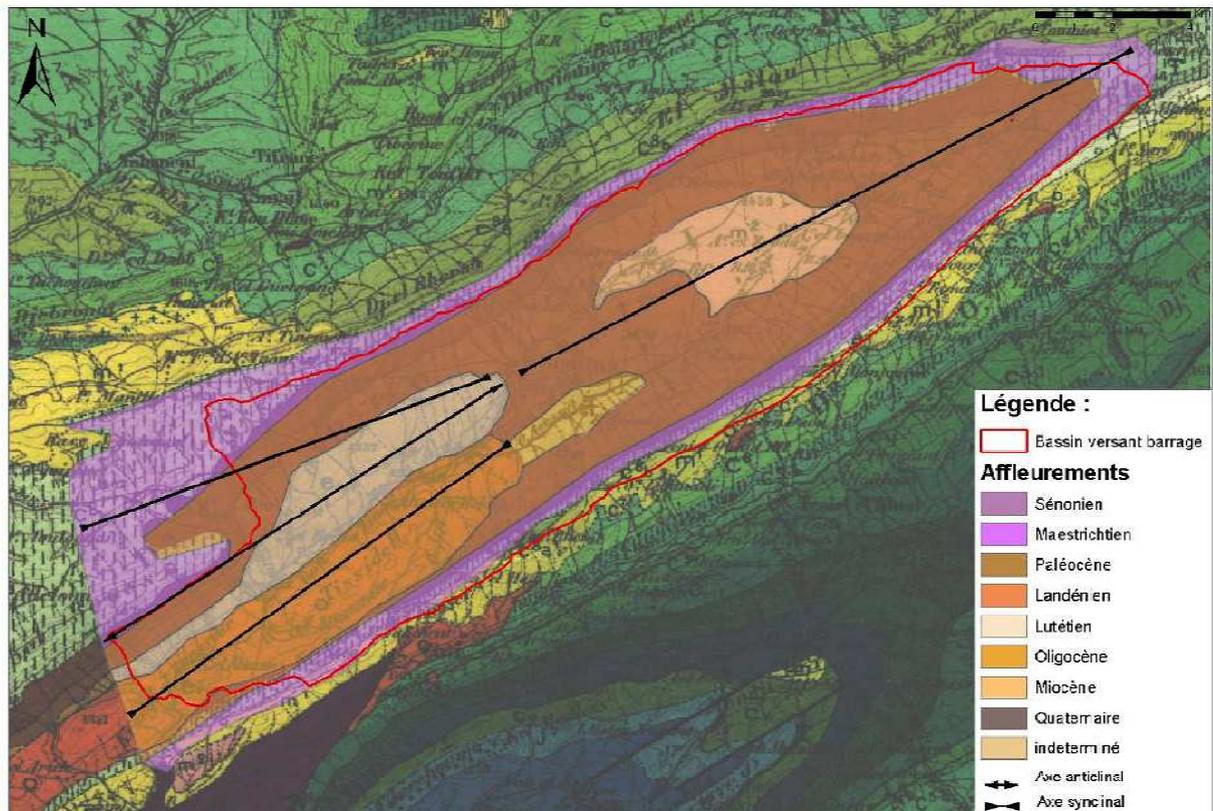
En effet la faible épaisseur de marnes séparant ces deux horizons ne peut être totalement perméable et doit permettre la circulation d'eau entre ces 2 horizons. Pour cette raison un seul aquifère a été considéré dans la suite de l'étude.

### I-2-2-1 Structure du synclinal de Bouzina

L'alimentation du système aquifère Maestrichtien Landéneen se fait essentiellement par infiltration directe des précipitations sur les surfaces d'affleurement de ces deux formations. La décharge (exutoire) de cet aquifère se fait en deux points (du moins à l'intérieur du périmètre d'étude), les sources de Bouzina (Tabgha) située à l'intérieur du bassin versant hydrologique du barrage de Bouzina et les sources de Menaâ plus à l'aval (à l'extérieur du bassin versant hydrologique).

Les études géologiques et géophysiques réalisées sur le synclinal de Bouzina entre le Djebel Mahmel à l'amont et les sources de Menaâ à l'aval montrent que la structure de ce dernier est assez compliquée.

En effet, le synclinal comme son nom l'indique montre une structure générale d'allure synclinale mais dans le détail, il est séparé à l'aval des sources de Tabgha en deux petits synclinaux (qu'on appellera par la suite gouttières pour éviter toute confusion) par un repli anticlinal matérialisé en surface par le Djebel Bouss (Figure I-2).



**Figure I-2 :** Structure et lithologie des formations géologiques du bassin versant.

Echelle 1/100 000, Source [ANBT]

***I-2-2-2 Limites du bassin versant hydrogéologique des sources de Bouzina***

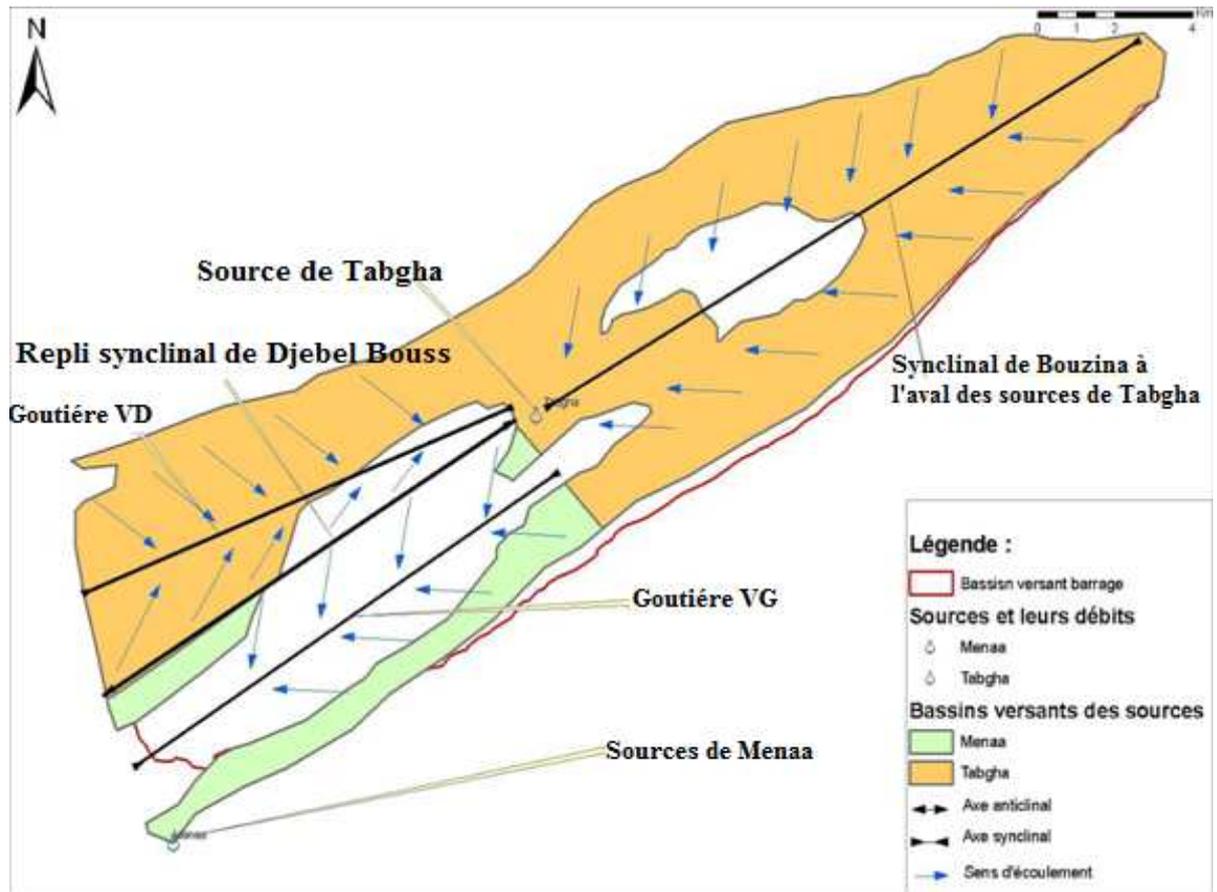
Le bassin versant hydrogéologique correspond à toutes les surfaces d'affleurement des formations du Maestrichtien et du Landénien auxquelles la structure géologique permet de drainer l'eau vers les sources de Tabgha. Ces limites sont les suivantes :

- A l'amont, le djebel Mahmel constitue la limite nord-est du bassin hydrogéologique, plus exactement une ligne perpendiculaire à l'axe du synclinal et passant par le point culminant du Mahmel.
- Sur les versants entre le Djebel Mahmel et les sources de Tabgha, les limites du bassin versant correspondent approximativement à celles du bassin versant hydrologique. En effet sur les flancs nord-ouest et nord-est du synclinal la position structurale des formations du Maestrichtien et du Landénien et l'épaisse formation des marnes du Campanien assure une étanchéité entre ces aquifères et ceux situés dans les structures géologiques adjacentes (aquifères de la vallée de l'oued Abdi) et permet ainsi le drainage de toutes les eaux qui s'infiltrèrent sur ces crêtes vers l'axe du synclinal puis vers les sources de Tabgha.

C'est plus à l'aval que les choses se complexifient à cause du repli anticlinal de Djebel Bouss. A cet endroit le synclinal est partagé en deux gouttières (**Figure I-3**).

- La gouttière VG (versant gauche), située à gauche du synclinal en regardant depuis le nord-est, son axe commence à partir des sources de Tabgha et se dirige avec une légère inclinaison vers le sud vers les sources de Menaa, les eaux recueillies par cette gouttière n'alimentent pas les sources de Tabgha car l'inclinaison de la gouttière est vers le sud, elle alimente donc les sources de Menaa situées plus à l'aval,
- La gouttière VD (versant droit) située à droite du synclinal en regardant depuis le nord-est, est surélevée par rapport à la gouttière VG et a une inclinaison vers le Nord (l'amont).

Les eaux recueillies par cette gouttière, et qui viennent des infiltrations sur les surfaces d'affleurement du Landénien et du Maestrichtien du versant nord du synclinal de Bouzina et du versant nord du Djebel Bouss (situés à l'aval des sources de Tabgha), alimentent les sources de Tabgha car l'inclinaison de la gouttière est vers le nord.



**Figure I-3 :** Limites des bassins versants des sources de Tabgha et de Menaâ.

Echelle 1/100 000, Source [ANBT]

### I-2-3 Apports

Compte tenu du gradient nord-sud, l'étude estime que la pluviométrie moyenne sur le bassin versant de Bouzina s'élève à une valeur de 300 mm/an, ce qui conduit à un apport par ruissellement au site du barrage, estimé par une approche régionale, égale à 2.36 hm<sup>3</sup>/an.

Pour les calculs des apports, une modélisation a été faite sur la base de la série pluviométrique ONM (Office National de la Météorologie) journalière de Bouzina de la période 1978-2004. Compte tenu de l'influence de la neige sur le fonctionnement du bassin versant, une modélisation a été faite également pour reproduire la série de température journalière pour la même période 1978-2004. Deux longues séries de pluie et de température ont été construites pour une durée de 178 ans. Elles ont été, ensuite, injectées dans le modèle pour construire la série d'apports simulée.

Les résultats obtenus sont synthétisés dans le **Tableau I-2** ci-dessous.

**Tableau I.2 :** Apports des sources par ruissellement au site du barrage :

Volumes [ 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ou hm <sup>3</sup> ]	Barrage	Sources	Ruissellement Total hm <sup>3</sup> /an
Moyenne	4.10	1.87	2.23
1 <sup>er</sup> quantile (25%)	1.55	1.12	0.43
Médiane (50%)	<u>2.78</u>	1.65	1.13
3 <sup>ème</sup> quantile (75%)	6.27	2.43	3.84

Source A.N.B.T

L'apport moyen annuel est donc estimé à 4 hm<sup>3</sup>/an. Cependant la valeur médiane d'environ 3 hm<sup>3</sup>/an représente mieux le volume susceptible d'être régularisé.

On relèvera que :

- En année sèche, les sources représentent 70% de l'apport.
- Environ 55% en année médiane.
- Et moins de 40% en année humide.

En fin, les apports par ruissellement seuls (2.23 hm<sup>3</sup>/an) ainsi obtenus sont remarquablement proches de ceux estimés par l'approche régionale (2.36 hm<sup>3</sup>/an).

#### ***1-2-4 Envaselement***

Le volume utile de la retenue, est celui pour lequel l'exploitant de l'aménagement peu compter pour stocker de l'eau. Les sédiments provoquant l'envasement arrivent principalement lors de fortes crues, ne sachant pas quand celles-ci se produiront, il a été admis que la retenue puisse se remplir d'un gros volume de sédiments rapidement après la mise en eau du barrage (envasement maximal), on admet donc que sur les 50 années de simulation, on dispose du même volume utile. Cette hypothèse conduit à sous-évaluer le volume d'eau réellement disponible, en tout cas pour les premières années d'exploitation. L'estimation de l'envasement, donc du volume mort de la retenue se base sur une concentration moyenne en sédiments des apports par ruissellement « c » de 35 g/l. Le volume des dépôts peut être calculé en connaissant les apports annuels par ruissellement « Va »,

soit 2.23 hm<sup>3</sup>, et en estimant la densité volumique des sédiments « ps » à 1.25 t/m<sup>3</sup>.

Ainsi, pour une période de 50 ans, le volume d'envasement est le suivant :

$$V_{M,50} = 50 \times \frac{Va \times C}{\rho S} = 3 \text{ hm}^3$$

Le volume mort de la retenue de Bouzina est de 3 hm<sup>3</sup>.

**I-2-5 Evaporation**

Les pertes d'eau de la retenue de Bouzina sont essentiellement dues à l'évaporation, elle est estimée à une valeur moyenne de 1463 mm/an.

**I-2-6 Crues du projet**

Les crues à considérer sont présentées dans le **Tableau I.3** ci-dessous.

**Tableau I.3** : Récapitulatifs des crues du projet :

Temps de retour [ans]	10	20	50	100	1000	5000	10 000
Pointe de crue (QT) [m <sup>3</sup> /s]	60	119	244	379	1742	2316	2585
Volume de crue [hm <sup>3</sup> ]	2.5	4.0	6.4	8.5	27.3	34.2	37.2

Source A.N.B.T

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'000 ans. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF).

- Q1000 = 1742 m<sup>3</sup>/s
- QPMF = 2585 m<sup>3</sup>/s

**I-2-7 Régularisation**

L'étude de régularisation vise à établir la relation Cote de retenue normale-degré de satisfaction des demandes AEP et irrigation, afin de proposer un volume utile de retenue. Elle s'appuie sur les apports obtenus par simulation continue sur 178 ans. Les apports irréguliers des périodes humides sont donc distribués chaque année par rapport à une certaine proportion de l'apport annuel moyen selon la loi de répartition ou modulation mensuelle suivante :

**Tableau I.4 : Modulation mensuelle des besoins**

Mois	Jan.	Fev.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.
Demande AEP en %	8	8	8	8	9	9	9	9	8	8	8	8
Part relative (%)	100	100	89	53	41	35	30	33	42	40	100	100
Demande Irrigation en %	0	0	2	8	13	18	21	18	11	9	0	0
Part relative (%)	0	0	11	47	59	65	70	67	60	58	0	0

Source A.N.B.T

La notion de volume annuel régularisé garanti (VARG) est introduite pour chiffrer le volume d'eau utilisable chaque année. Il dépend en premier lieu du volume utile de la retenue.

Le critère de satisfaction est fixé à 0.80 pour l'irrigation et 0.90 pour l'AEP. En fonction du volume disponible, des apports et des demandes, le bilan est établi au pas de temps journalier en respectant le processus suivant :

- 1- satisfaire, autant que le stock le permet, la demande AEP.
- 2- Puis, satisfaire autant que le stock résiduel le permet, la demande d'irrigation
- 3- Le surplus est stocké dans la retenue, ou déversé si le niveau normal est atteint.

La taille de la retenue est fixée de manière à minimiser le coût du mètre cube d'eau régularisée.

L'étude de régularisation conclut avec la proposition de deux configurations raisonnables :

- Une configuration raisonnable "basse" :
  - o demande globale de 2.4 hm<sup>3</sup>
  - o cote de couronnement : 1 034 m
- Une configuration raisonnable "haute" :
  - o demande globale de 3.0 hm<sup>3</sup>
  - o cote de couronnement : 1 039 m

En résumé, Les caractéristiques suivantes sont adoptées pour la retenue :

Niveau normal de la retenue : 1037.0 m

Volume total de la retenue : 11.0 hm<sup>3</sup>

Volume utile de la retenue : 8.0 hm<sup>3</sup>

Volume annuel régularisé garanti (VARG) : 3.0 hm<sup>3</sup>

**I-2-8 Conclusion des aspects hydrologiques**

L'apport moyen annuel du bassin de Bouzina est évalué à 4.1 hm<sup>3</sup>.

Les crues à considérer sont:

Crue de projet : Q1000 = 1742 m<sup>3</sup>/s

Crue de sécurité : QPMF = 2585 m<sup>3</sup>/s

La hauteur du barrage détermine le volume annuel régularisé garanti (VARG) et vice versa.

L'optimisation économique préliminaire montre que le niveau normal maximal de la retenue se situe à 1037 m. Le critère de satisfaction du VARG est fixé à 0.80 pour l'irrigation et 0.90 pour l'AEP. Par conséquent, le VARG s'élève à 3.0 hm<sup>3</sup>.

**I-3 Géotechnique du site****I-3-1 Topographie et morphologie du site**

Le site de Bouzina, sur l'oued du même nom, a une cuvette totalement dissymétrique avec une rive gauche à pentes très accusées façonnées dans des conglomérats très compétents et une rive droite plus douce creusée dans des argiles rougeâtres gypseuses plus érodables.

Le site du barrage proprement dit est un long défilé dans une gorge très étroite à pentes raides parfois subverticales creusées dans les conglomérats de l'Oligocène. L'oued décrit une série de courbes en forme de « S » parfois très serrées à la faveur des systèmes de discontinuités qui affectent le massif.

A la base, la largeur de la gorge se réduit à une vingtaine de mètres tandis qu'à environ 70 m de hauteur elle ne dépasse guère les 200 m. La gorge est toujours légèrement dissymétrique.

On relève sur la rive droite deux cols très longs et très plats ; le premier à la cote 1069.8 et l'autre à la cote 1080. Le premier col est très étroit. A l'axe du site retenu, le lit de l'oued se trouve au niveau 984 m. Par ces cols, la hauteur du barrage sera limitée à 86 mètres.

**I-3-2 Géologie de la cuvette et du site du barrage****a) La cuvette**

La cuvette du barrage occupe l'extrémité SW de la vallée de Bouzina. Elle s'étend sur deux à trois kilomètres de longueur, à l'amont immédiat de Kef El Ahmar (en travers duquel serpente l'oued Bouzina sur près de 3 kilomètres, dans des gorges

étroites et profondes, avant de déboucher sur la vallée de l'oued Abdi).

La cuvette de la retenue est de surface relativement modeste (surface de la retenue à 1037 m = 0.90 km<sup>2</sup> qui correspond à un barrage de hauteur de l'ordre de 53 m sans revanche), morphologiquement asymétrique et possédant un pendage général des couches de direction SE.

Le versant droit, constitué de couches d'argiles rougeâtres tendres, à déclivité de pente moyenne et profondément lacéré de ravins courts et profonds, tranche nettement avec le versant gauche qui est redressé presque à la verticale, surtout dans sa partie haute. Ce versant est exempt de ravinement.

Le relevé géologique de la cuvette a été effectué au 1/2'000 sur environ 205 ha. Du Nord au Sud, les faciès suivants ont été rencontrés :

- Les calcaires gris compacts et massifs du Landénien et du Maestrichtien, situés audessus de la cote 1100 m environ, qui forment le versant NW de la vallée de Bouzina.
- La série du Lutétien composée de marnes de couleur rougeâtre ou verdâtre alternant avec des bancs de gypse décimétriques à métriques. L'épaisseur de la série du Lutétien dans la cuvette de retenue est de l'ordre de 150 m. L'épaisseur cumulée des gypses atteint une vingtaine de mètres.

La série de l'Oligocène est constituée de trois termes bien distingués :

- « Argiles rougeâtres »
- « Alternances conglomérats / argile rougeâtre »
- « Conglomérats massifs »

La partie basse de l'Oligocène – les « argiles rougeâtres » – recouvre la quasi-totalité de la rive droite de la cuvette. Elle est constituée d'argile sableuse carbonatée ou sulfatée (forte effervescence à l'acide), armée de bancs de conglomérats gréseux à ciment carbonaté d'une épaisseur variant entre 0,5 à 1 mètre et formée par des éléments de 0,1 à 5 cm parfois 10 cm de diamètre.

Ces bancs de conglomérats gréseux sont toujours orientés sensiblement NW-SE variant entre N40° et N70° et avec un pendage de 40 à 50° vers le SE proche du contact avec le Lutétien. Le pendage diminue jusqu'au contact avec les « alternances conglomérats/argile » à 30-35°. Ces bancs ont été cartographiés chaque fois que la précision du support topographique le permettait.

***b) Le site du barrage***

Au droit de l'axe, la vallée est très étroite avec des rives raides. En fond de vallée, l'oued fait environ 20 m de largeur et à la cote 1050 m, soit 65 m au-dessus de l'oued, sa largeur est d'environ 170 m.

L'appui rive droite de l'axe retenu est constitué par une crête rocheuse façonnée par les méandres de l'oued. Cette crête présente deux points bas (cols) limitant la hauteur de la retenue.

Ces cols sont situés à la cote 1070 m pour le plus proche de l'axe et à 1080 m pour le deuxième.

Ils sont très plats. Le premier est étroit et montre des pentes raides de part et d'autre.

Le site du barrage se développe dans la partie la plus compétente des formations de l'Oligocène.

Les formations du site sont constituées :

- A la base par les argiles rougeâtres souvent indurées avec quelques filons et pellicules de gypse. Elles affleurent dans le talweg à l'amont du site en rive droite. A la faveur du pendage aval, elles plongent sous le site et ont été rencontrées dans plusieurs forages à des profondeurs croissantes vers l'aval. Cette série va être appelée ci-après « argiles rougeâtres »
- Ensuite, vient une alternance de conglomérats compacts durs à éléments arrondis parfois anguleux et d'argile sableuse rougeâtre, appelée ci-après « alternance conglomérats/argile ». Les bancs de conglomérats et d'argile sont d'épaisseur décimétrique à métrique.
- Cette alternance passe ensuite vers le sommet, sous des pentes quasi verticales, de façon progressive à des conglomérats massifs en bancs métriques à décamétriques, appelés ci-après « conglomérats massifs ». Les conglomérats sont hétérométriques avec des éléments de nature calcaire et quartzitiques de 1 à 100 mm avec parfois des éléments supérieurs à 200 mm de diamètre. Le ciment est carbonaté avec une forte effervescence à l'acide. De petits interlits d'argile sableuse indurée discontinus et de faible épaisseur (de l'ordre du décimètre rarement plus) sont parfois relevés dans les conglomérats massifs.

Ces faciès sont parfois recouverts de colluvions grossières de faible épaisseur (1 à 2 m) notamment près du site aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Ailleurs,

ils sont affleurants à subaffleurants sous une très faible pellicule colluviale souvent discontinue.

Ces formations au droit du site ont une direction N 65° avec des pentes de 30 à 35° vers l'aval qui s'affaiblissent progressivement au fur et à mesure qu'on avance dans la gorge pour devenir horizontale dans le cœur du synclinal, à une centaine de mètres à l'aval de l'axe. Ils s'inversent ensuite avec un pendage vers l'amont. Cette structure synclinale orientée NE – SW bute sur une faille importante d'orientation N-S bien à l'aval et à l'extérieur de notre site. Il s'agit d'une faille transversale qui croise l'oued environ 300 m à l'aval de l'axe du site. L'influence de la faille sur le plan stabilité du barrage est nulle. S'agissant d'une faille transversale nettement à l'aval du site, elle n'a aucune influence sur l'étanchéité du site.

### ***I-3-3 Synthèse des essais géotechniques***

Six sondages carottés avec essais Lugeons systématiques au rocher, ont été exécutés au site de barrage dans le courant de l'année 2005. Le Tableau I.5 donne les profondeurs, les directions et les emplacements de ces sondages et de deux autres (F-07 et F-08) exécuté dans le site prévu de la future carrière.

**Tableau I.5 :** Emplacement des sondages de reconnaissance effectués en 2005

N°	Profondeur	Inclinaison et direction	Localisation
F-01	70	Vertical	fond de vallée
F-02	61	incliné de 30° vers la rive	rive gauche, à mi pente
F-03	60	Vertical	rive droite, à mi pente
F-04	101	incliné de 20° vers l'intérieur du massif	haut de la rive droite
F-05	40	Vertical	rive droite, premier col
F-06	40	Vertical	rive droite, 2ème col
F-07	20	incliné de 30° vers la rive	Carrière
F-08	20	incliné de 30° vers la rive	Carrière

Source A.N.B.T

Dans les sondages F01 en fond de vallée et F03 en rive droite, des essais dilatométriques ont été effectués.

Des essais physiques, mécaniques et chimiques ont été également exécutés au laboratoire sur des échantillons prélevés des sondages et des puits situés au site de barrage et dans la zone d'emprunt.

**I-3-4 Synthèse des essais dilatométriques**

Ces essais ont pour but de déterminer le module de déformation du rocher.

Les résultats sont présentés ci-après.

**Tableau I.6 : Résultats des essais dilatométriques dans les sondages**

Sondage N°	Profondeur [m]	Module de déformation R [MPa]	Module d'élasticité E [MPa]	E/R	Lithologie
F-01	4.5-5.5	3 341.8	3 699.6	1.1	Conglomérats
	9.5-10.5	6 724.7	7 539.1	1.1	Conglomérats et argiles
	14.5-15.5	4 768.4	4 804.4	1.0	indurées
	24.5-25.5	3 889.0	42 040.6	1.2	Conglomérats
	36.5-37.5	1 569.8	1 563.6	1.0	Conglomérats Argiles indurées
F-03	4.5-5.5	2 880.1	5007.2	1.7	Conglomérats
	9.5-10.5	2 125.3	4315.2	2.0	Conglomérats
	14.5-15.5	1 941.6	2654.2	1.4	Conglomérats et argiles
	24.5-25.5	2 016.4	2279.1	1.1	indurées
	39.5-40.5	1 341.0	3712.5	2.8	Conglomérats et argiles indurées Argiles indurées

Source A.N.B.T

Les résultats des mesures au dilatomètre montrent des différences notables entre les conglomérats et les argiles indurées. Les conglomérats ont des modules R et E élevés (en moyenne 2'934 et 2'503 MPa), les intervalles à lithologie mixte (conglomérats et argile indurée) ont des valeurs plus faibles. Dans les argiles indurées (2 essais), les modules R et E s'élèvent à env. 20% de ceux des conglomérats.

Les valeurs de module obtenues sont caractéristiques d'un massif moyennement déformable. Le rapport E/R voisin de 1 montre un massif exempt de discontinuités ou à discontinuités fermées à l'échelle de l'essai.

**I-3-5 Synthèse des essais au laboratoire**

Des échantillons ont été prélevés dans les sondages du site et des deux cols (en rive droite), 48 ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. Les deux tableaux suivants résument les valeurs moyennes et extrêmes avec leurs écarts-type pour les 38 échantillons de conglomérats et les 10 échantillons composés entièrement ou en partie d'argile rouge indurée.

Les échantillons conglomératiques, quand ils sont sains, donnent des résistances très élevées avec des densités également élevées pour des teneurs en eau faibles. L'influence de la saturation existe mais elle n'est pas toujours marquée. Les caractéristiques mentionnées concernant la teneur en eau, les densités et la faible influence de la saturation des conglomérats sont liées à la nature de ces roches : la porosité faible et l'absence de microfissures.

**Tableau I.7 :** Essais physiques et mécaniques des échantillons conglomératiques

	Teneur en eau	Densités			Rc simple	Rc simple	Rt traction
	W	$\gamma_h$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	état naturel	saturé	état naturel
	(%)	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Nombre	19	22	21	21	36	23	15
Moyenne	2.11	2.69	1.34	2.70	52.70	47.95	5.04
Ecart-type	0.83	0.13	0.03	0.06	25.50	23.30	2.21
Minimum	1.02	2.33	1.29	2.62	12.33	10.94	2.33
Maximum	3.68	2.95	1.41	2.79	122.40	91.50	9.04

Source [ANBT]

$\gamma_h$  = poids spécifique ;  $\gamma_d$  = poids spécifique sec ;  $\gamma_s$  = poids spécifique des grains solides

Les 10 échantillons d'argile rouge indurée montrent par rapport aux conglomérats :

- Une teneur en eau plus élevée (en moyenne 5.1% contre 2.1% pour les conglomérats)

- Une densité  $\gamma_h$  plus faibles en moyenne 2.27 t/m<sup>3</sup> contre 2.33 t/m<sup>3</sup> pour les conglomérats
- Un Rc simple à l'état naturel de 20.8 MPa en moyenne contre 52.7 MPa pour les Conglomérats
- Un Rc simple à l'état saturé de 17.2 MPa en moyenne (conglomérats 47.95 MPa)
- Un Rt traction à l'état naturel de 2.94 MPa en moyenne (conglomérats 5.04 MPa).

Les échantillons d'argile indurée ont donc une teneur en eau plus grande et des densités, des résistances à la compression simple et à la traction plus faibles. Les valeurs Rc et Rt atteignent environ 40 % des valeurs de conglomérats.

**Tableau I.8** : Essais physiques et mécaniques des échantillons d'argile rouge indurée

	Teneur en eau	Densités			Rc simple	Rc simple	Rt traction
	W	$\gamma_h$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	état naturel	saturé	état naturel
	(%)	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Nombre	10	8	6	7	7	3	4
Moyenne	5.10	2.45	1.26	2.65	20.84	17.24	2.94
Ecart-type	2.60	0.17	0.07	0.05	16.69	9.97	2.76
Minimum	2.22	2.27	1.20	2.56	2.64	6.96	0.84
Maximum	10.31	2.71	1.39	2.72	53.72	26.85	6.96

Source [ANBT]

Pour les 10 échantillons des niveaux argileux indurés, des identifications (granulométrie, limites d'Atterberg, teneur en gypse) ont systématiquement été demandées. Quand les échantillons n'étaient pas trop indurés, ces identifications ont pu être effectuées (6 échantillons). Le Tableau I.9 résume les valeurs obtenues.

Ces matériaux, appelés « argile rougeâtre » ou « argile rouge indurée » dans le texte, renferment en fait une forte composante sableuse. Selon la classification USCS, ils sont des catégories SC (sable argileux plastique), CM (argile maigre sableuse), ML (limon sableux) et rarement CH (argile très plastique). A l'état naturel, tous ces matériaux sont compacts et ont une consistance dure ( $I_c > 1$ ).

En conclusion, on constate que les conglomérats sont massifs, durs avec une forte résistance mécanique qui n'est pas, ou peu, influencée par la présence de l'eau. Par contre la présence de lits argileux réduit sensiblement les valeurs de résistance. Pour les niveaux argileux qui sont en général indurés, une forte présence de sable a été relevée tandis que le pourcentage de gypse mesuré reste toujours faible.

**Tableau I.9** : Essais sur les échantillons argileux

Son- dage	Profondeur	Litho- logie	Granulométrie (%)					
			N°	(m)	-	Graviers	Sable grossier	Sable fin
-	-	-	20 ~ 2	2 ~ 0,2	0,2~0,02	0,02~2μ	2μ~0,2μ	<80μ
F01	39,7-40,15	A-C	10	22	32	19	17	56
	49,6-50,20	A	2	24	52	12	10	49
F05	22,65-22,95	A	0	9	39	22	30	60
F06	6,5-6,85	A	4	11	29	26	30	77
	8,5-8,80	A	6	9	31	28	26	66
	9,5-9,85	A	9	7	28	30	26	77
Moyenne			5.17	13.67	35.17	22.83	23.17	64.17
Ecart-type			3.92	7.37	9.11	6.65	8.01	11.37
Minimum			0	7	28	12	10	49
Maximum			10	24	52	30	30	77

Source [ANBT]

Suite du Tableau I.9

Sondage	Profondeur	Lithologie	Limites d'Atterberg					Densités			
			N°	(m)	-	W	WL	Wp	Ip	Ic	$\gamma_h$
-	-	-	(%)	(%)	(%)	-	-	-	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )
F01	3,7-4,0	A-C	2.22	-	-	-	-	-	2.50	1.30	2.62
	9,1-9,5	A	-	-	-	-	-	-	-	-	
	39,7-40,15	A-C	4.31	34.5	18.5	16	1.89	-	-	-	
	49,6-50,20	A	2.49	42	23.5	18.5	2.14	2.39	-	2.60	
F02	43,0-43,6	A	3.97	-	-	-	-	2.71	1.39	2.56	
	49,2-49,7	A	3.34	-	-	-	-	2.64	1.31	2.66	
F05	22,65-22,95	A	10.31	50.8	24.9	24.9	1.56	2.55	1.20	2.65	
F06	6,5-6,85	A	7.31	42.5	22.3	20.2	1.74	2.27	1.21	2.72	
	8,5-8,80	A	5.65	34.50	18.40	16.10	1.79	2.27	1.22	2.69	
	9,5-9,85	A	6.33	36.00	18.90	17.10	1.74	2.28	1.22	2.67	
Moyenne			5.10	40.05	21.08	18.97	1.81	2.45	1.26	2.65	
Ecart type			2.60	6.38	2.85	3.75	0.19	0.17	0.07	0.05	
Minimum			2.22	34.5	18.4	16.0	1.56	2.27	1.20	2.56	
Maximum			10.31	50.8	24.9	25.9	2.14	2.71	1.39	2.72	

Suite du Tableau I.9

Sondage	Profondeur	Lithologie	Rc simple		Rt traction	Sulfates
N°	(m)	-	Etat naturel	saturée	état naturel	SO <sub>4</sub>
-	-	-	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(%)
F01	3,7-4,0	A-C	198.9	179.0	-	-
	9,1-9,5	A	129.3	69.6	8.4	-
	39,7-40,15	A-C	79.5	-	15.0	-
	49,6-50,20	A	228.7	-	69.6	0.18
F02	43,0-43,6	A	537.2	268.6	-	0.26
	49,2-49,7	A	258.7	-	24.7	2.42
F05	22,65-22,95	A	26.4	-	-	-
F06	6,5-6,85	A	-	-	-	3.66
	8,5-8,80	A	-	-	-	2.66
	9,5-9,85	A	-	-	-	5.63
Moyenne			208.39	172.40	29.43	2.47
Ecart type			166.9	99.66	27.61	2.08
Minimum			26.4	69.6	8.4	0.18
Maximum			537.2	268.6	69.6	5.63

Source [ANBT]

Lithologie: C = conglomérats, A = Argile rouge indurée

A-C = Argile indurée+Conglomérats

**I-3-6 Matériaux de construction****I-3-6-1 Matériaux pour remblai****a) Quaternaire**

Le lit de l'oued ainsi que ses terrasses de part leur faible extension et la forte hétérogénéité des matériaux qu'ils renferment ne permettent pas d'envisager leur utilisation comme zones potentielles de matériaux de construction.

**b) Argiles rougeâtres de l'Oligocène**

Les argiles rougeâtres de l'Oligocène proches du site peuvent, par contre, fournir des quantités énormes de matériaux. Malheureusement, le pourcentage de gypse qu'elles renferment ainsi que leur nature souvent très indurée sous une mince pellicule altérée rend difficile leur utilisation. Leur nature souvent sableuse les rend difficile à l'utiliser pour la confection d'un noyau étanche.

Après une prospection visuelle détaillée de vastes étendes, une zone d'argile qui semblait exempte de gypse et moins indurée a été trouvée au droit du village de Bouzina sur la rive gauche de l'oued. Cette dernière zone a été reconnue en deux phases :

- Réalisation de trois premiers puits avec prélèvement de 5 échantillons pour identification et détermination de leur teneur en sulfates
- Ensuite réalisation de 7 puits supplémentaires après avoir vérifié que la présence de gypse reste dans des proportions acceptables. Au total, dix puits ont été excavés dans cette zone. Ils rencontrent des argiles rougeâtres sous une faible épaisseur de terre végétale ou parfois de graviers. Ces argiles renferment souvent du gypse sous forme de filonets enchevêtrés ou de petits nodules.

La zone reconnue se trouve à environ une dizaine de kilomètres à l'amont de l'axe près du village de Bouzina. Elle s'étale sur une superficie de l'ordre de 6 ha (200 par 300 m). Avec une profondeur d'exploitation de 3,5 m, cette zone peut fournir un volume d'environ 200 000 m<sup>3</sup> de matériaux argileux. Cette quantité pourra être utilisée pour la confection du noyau étanche d'un barrage en remblai. Si l'on souhaite obtenir des quantités additionnelles, une recherche plus étendue permettra de les trouver.

**I-3-6-2 Matériaux pour enrochements, filtres et agrégats à béton**

Le programme de reconnaissance établi par le Groupement d'Etudes proposait la possibilité d'utiliser les conglomérats massifs de la partie haute de l'Oligocène

comme agrégats à béton après la vérification de leur qualité en faisant un essai de sautage. Les difficultés inhérentes à ce type de reconnaissance nous ont amené à abandonner cet essai.

Toutefois, les calcaires du Maestrichtien et du Landénien, d'épaisseur importante, constituant le versant NO de la vallée de Bouzina se prêtent par leur qualité, leur proximité et l'énorme volume disponible pour l'implantation d'une carrière.

Un site de carrière dans les calcaires du Landénien, à un kilomètre environ au nord de l'axe, a été reconnu. Ces calcaires sont massifs, compacts et durs en bancs métriques et à pendage de N 70°, 45° vers la cuvette.

Deux sondages (F07, F08) ont été exécutés de part et d'autre d'un petit talweg. Ils sont inclinés de 30° vers l'intérieur du massif pour traverser un nombre maximal de bancs.

Ces deux sondages de 20 m chacun rencontrent une alternance de calcaires compacts, durs, de couleur beige à jaune et de calcaires légèrement marneux gris également compacts et durs.

Ces affleurements peuvent fournir autant de matériaux que l'on souhaite. L'inexistence sur le site où à des distances raisonnables de sable et de matériaux graveleux pouvant être utilisés pour la confection de filtres et de drains oblige à les produire par concassage en carrière. Cette carrière pourra également fournir des enrochements et des agrégats de béton de bonne qualité et en quantité très largement suffisante pour couvrir la totalité des besoins du barrage, quel que soit son type.

Les deux sondages montrent la coupe suivante :

**Tableau I.10** : résultats des sondages (F07, F08)

Sondage F07		Sondage F08	
1-13.8 m	Calcaire compact	0-10.4 m	Calcaire compact
13.8-20 m	Calcaire légèrement marneux	10.4-15.6 m	Calcaire légèrement marneux
		15.6-20 m	Calcaire compact

Source [ANBT]

### **En conclusion**

La présence de calcaire légèrement marneux va compliquer l'exploitation de la carrière.

Ces calcaires marneux sont en bancs bien délimités. Lors de l'exploitation de la carrière, il conviendra de mettre en place un contrôle qualité renforcé qui aura, entre autre, pour mission d'identifier en avance ces bancs pour qu'ils ne soient pas utilisés comme matériaux de construction.

**I-3-7 Perméabilité**

Des essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique dans les sondages carottés par passes de 3 à 5 m.

80 essais ont été exécutés, dont 57 essais dans les sondages F01, F02, F03 et F04 sur le site et 23 dans les sondages F05 et F06 sur les deux cols en rive droite.

Les tableaux suivants donnent les résultats de ces essais par tranche de 10 m de profondeur séparément pour le site et les cols.

**Tableau I.11** : Récapitulatif des essais Lugeon du site (sondages F01, F02, F03 et F04)

UL	0-10 m	10-20 m	20-30 m	30-40 m	>40 m	Total	%
0 à 1	2	5	4	4	22	37	64,9%
1 à 5	3	2	4	4	4	17	29,8%
5 à 10	-	-	-	-	-	0	0,0%
10 à 20	-	-	-	-	-	0	0,0%
>20	2	1	-	-	-	3	5,3%
Total	7	8	8	8	26	57	100,0%

Source [ANBT]

**Tableau I.12** : Récapitulatif des essais Lugeon sur les cols (sondages F05 et F06)

UL	0-10 m	10-20 m	20-30 m	30-40 m	>40 m	Total	%
0 à 1	-	-	-	-	-	0	0,0%
1 à 5	-	2	2	2	-	6	26,1%
5 à 10	1	1	1	1	-	4	17,4%
10 à 20	-	1	2	-	-	3	13,0%
>20	2	4	1	3	-	10	43,5%
Total	3	8	6	6	-	23	100,0%

Source [ANBT]

**En conclusion**

L'analyse des essais Lugeon exécutés dans les sondages du site (F01 à F04) et sur les cols (F05 et F06) ne montrent aucune dépendance par rapport à la composition lithologique distinguant les conglomérats des argiles indurées rencontrés dans les tranches d'essais. Même la perméabilité plus faible des argiles indurées du 2eme col par rapport aux perméabilités du 1er col n'est pas uniquement causée par la lithologie plus argileuse mais plutôt par la topographie moins accentuée du 2eme col.

**I-3-8 Sismicité du site**

Le rapport du Groupement sur la géologie du site, a évalué d'une façon succincte la sismicité de la région où est implanté le site du barrage de Bouzina. Ce site se trouve dans la zone sismique de l'Atlas Saharien (Aurès, Monts des Ouleds Nails, Djebel Amour, Monts des Ksour, ...) formée d'une série de plis d'âge pyrénéen. Les activités sismiques y sont réduites, et sont localisées en un certain nombre de foyers dans les Monts du Ksour, dans les Bibans et dans les Aurès.

Dans la région délimitée soit entre Constantine au Nord ; N'Gaous à l'ouest, et la frontière Tunisienne à l'est, 61 secousses ont été ressenties entre 1839 et 2006.

**I-3-9 Conclusions sur la situation topographique et géologique**

A l'issue de l'étude géologique et géotechnique et d'après ce qui précède, on peut conclure que :

- Le site est à morphologie bien accusée avec une cuvette relativement modeste
- L'ouvrage projeté aura une longueur en crête peu importante
- La présence de deux cols en rive droite qui limitent la hauteur de l'ouvrage

**I-4 Analyse de variantes****I-4-1 Les ouvrages annexes****a) Variante 1**

La prise d'eau, la vidange de fond et l'évacuateur de crue sont tous incorporés dans le corps de barrage. La dérivation provisoire pendant la durée de construction se fait au moyen d'une galerie de longueur égale à 170 m, excavée dans les conglomérats massifs de la rive droite. La section de la galerie est estimée à 26m<sup>2</sup>. Elle est dimensionnée pour un débit de 244 m<sup>3</sup>/s (crue de chantier pour un barrage en béton).

**b) Variantes 2 et 3**

L'évacuateur de crue est implanté sur la rive droite. Une largeur libre du seuil de 70 m est à prévoir pour évacuer le débit  $Q_{1000}$  à des vitesses et charges raisonnables.

Un coursier de longueur de 120 m amène les eaux vers un saut de ski qui les déverse, sur une hauteur de l'ordre de 10 m, dans le fond de la vallée à l'aval de l'ouvrage. Un contre barrage en enrochements sera construit à l'aval de la zone d'impact du jet d'eau pour créer une retenue qui sert à la dissipation de l'énergie de l'eau.

La dérivation provisoire s'effectue au moyen d'une galerie creusée en rive droite, de 356 m de longueur. La section est égale à  $54.4 \text{ m}^2$  pour une capacité d'évacuation égale à  $390 \text{ m}^3/\text{s}$  (crue de chantier pour un barrage en remblai).

La vidange de fond s'effectue par la même galerie après l'avoir équipée à la fin des travaux. La prise d'eau est assurée par un canal fermé en béton, incliné et appuyé contre la rive droite du site du barrage. Trois niveaux de prise sont envisagés.

***1-4-1-1 : Dérivation provisoire et phases de construction***

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour construire le corps d'un barrage en BCR.

La période de retour de la crue de l'oued contre laquelle le chantier doit être protégé, découle d'une optimisation entre le coût de construction de la dérivation capable d'absorber la crue en question et le coût des dégâts sur le chantier en cas de débordement. L'expérience montre que l'optimum correspond, en général, à une période de retour de la crue de chantier compris entre dix et vingt fois le temps de protection. Pour une durée de vingt fois de celle des travaux, la période de retour des crues de chantier sera estimée à 50 ans.

Il est prévu de creuser dans les conglomérats massifs et à partir de l'aval, une galerie sous la rive droite de l'oued au site du barrage. La mise en service de cette galerie sera faite en période d'étiage en creusant et équipant son dernier bout situé du côté amont. Durant ce temps sec, un batardeau amont primaire sera construit pour protéger la construction du batardeau amont principal en BCR. Pendant le temps de construction de ce dernier, l'oued coulera dans la galerie de dérivation. Le batardeau principal pourrait constituer ainsi, la plate-forme d'essai de mise en place du BCR.

Avant la construction d'un barrage en BCR, il est nécessaire de réaliser une

planche d'essai pour contrôler la méthodologie de l'Entreprise et la qualité finale du béton. Dans le cas de Bouzina, le Groupement a imaginé que cette planche d'essai pouvait être constituée par le batardeau amont, petit barrage d'une hauteur de 8 mètres. Il aura une épaisseur plus ou moins constante sur sa hauteur de l'ordre de 7 à 10 mètres, correspondant à une dimension minimale pour une mise en place correcte du béton. Cet ouvrage présente un volume d'environ 2'500 m<sup>3</sup>. Pour pouvoir réaliser ces travaux dans de bonnes conditions, il est nécessaire de dévier l'oued dans la galerie de dérivation au moyen d'un petit batardeau constitué par un remblai sommairement compacté de tout-venant relativement étanche.

Quant au batardeau aval, il doit empêcher l'eau sortant de la dérivation de remonter vers le chantier.

Là aussi du tout-venant compacté relativement étanche suffira. Ce genre d'ouvrage doit avant tout pouvoir résister aux remous importants de l'eau en crue avec des enrochements de taille suffisante et correctement mis en place.

#### ***I-4-1-2. Evacuateur de crue***

La capacité de l'évacuateur de crue et la hauteur du barrage sont interdépendantes. Un évacuateur à forte capacité demandera une revanche plus faible, donc une hauteur de barrage moindre et à fortiori un volume de béton réduit.

Il existe un optimum économique entre la largeur de l'évacuateur de crue et la hauteur de la revanche.

Pour des raisons d'entretien, ce qui implique des coûts non négligeables, il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles. Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre traversé par un pont à 3 travées. L'avantage d'un évacuateur implanté sur le barrage poids consiste dans l'économie sur les coûts de construction provenant des excavations et de l'utilisation des volumes du béton non négligeables durant la construction d'un évacuateur de crue implanté sur la rive droite dans le cas d'un barrage en remblai.

La capacité de l'évacuateur dépend de sa largeur  $L$  et la surélévation  $\Delta H$  du plan d'eau de la retenue pour pouvoir passer le débit de crue après laminage. La surélévation du plan d'eau pendant la crue conditionne évidemment la hauteur de l'ensemble du barrage (niveau d'eau normal: 1037 m.). Une petite analyse économique, entre les coûts de surélévation du barrage ou de sur largeur du déversoir, montre un optimum autour de :

- Revanche du barrage = 7 m
- Largeur du déversoir = 66 m

La largeur libre du déversoir, mesurée entre les piles de 2 m d'épaisseur chacune, est fixée à 66 m de manière à ce que le débit unitaire de déversement, après laminage, reste dans l'ordre de 25 m<sup>3</sup>/s/m (mètre linéaire du déversoir). Ce débit modéré minimise, d'une part, les risques de cavitation dus aux écoulements à grande vitesse et maximise, d'autre part, l'efficacité des marches en cascades du coursier à dissiper l'énergie de l'eau déversée.

En considérant la capacité de rétention du réservoir, on peut calculer le débit déversé et la surélévation du plan d'eau pendant la crue.

La solution choisie comprend donc un déversoir à écoulement libre de 66 m de largeur traversé par un pont à 3 travées et appuyé sur 2 piles de 2 m d'épaisseur chacune. Le niveau minimal du couronnement sera calé à la cote 1044.7 m. Il sera situé à 2.9 m au dessus du niveau atteint par l'eau de la retenue durant la crue de dimensionnement (T=1000 ans) et à 1.5 m au-dessus de celui-ci pour les crues PMF.

#### ***I-4-1-3 Prises d'eau***

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation et pour l'AEP. Le principe est de disposer de plusieurs prises à différents niveaux afin de pouvoir suivre au mieux les fluctuations du plan d'eau et ainsi, en activant la prise au niveau le plus approprié, de capter l'eau de la meilleure qualité possible. Celle-ci se trouve, en général, dans la tranche située entre 10 et 15 m en dessous de la surface du plan d'eau. Soit donc 3 niveaux de prise à la cote respective de 1022, 1007 et 992 m.

La conduite de prise suit le parement amont du barrage depuis le pont de couronnement jusqu'à son pied. Chaque prise est équipée d'une vanne guillotine manipulée depuis le pont du couronnement.

Une grille à l'entrée de la trompette évite que des corps en suspension n'entrent dans la prise. Au pied du barrage, elle rentre dans la chambre des vannes contenant également les équipements de la vidange de fond. Ensuite, elle longe la galerie de pied pour en sortir, par le moyen d'une petite galerie de longueur 40 m taillée dans la rive droite, dans la galerie de dérivation provisoire fermée par un bouchon en béton à l'axe du barrage et par un portail étanche à la sortie à l'aval.

**I-4-1-4 Vidange de fond**

La vidange de fond est dimensionnée pour vider la retenue en 10 jours en cas d'urgence. Elle sert également à purger, de temps en temps, les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et de la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

Une galerie de 30 m de longueur et de section (1.5x3.0) m<sup>2</sup> assurera l'évacuation des eaux à travers le béton BCR jusqu'au bassin amortisseur au pied aval du barrage.

La section de la vidange est conditionnée par la contrainte d'abaissement du plan d'eau entre le niveau 1037 m (niveau normal) et 987 m (niveau limite d'emploi de la vidange) en moins de 10 jours.

L'axe de l'entrée se situe à 987 m, le niveau bas de la sortie est dicté par la longueur et la pente du canal de vidange, soit 985.6 m pour une pente de l'ordre de 1%.

**I-4-2 Matériaux de construction**

Tous les matériaux de construction (agrégats pour béton, matériaux drainant et enrochements) proviennent de la carrière de calcaire située à 1 km du site de construction.

Tous les matériaux fins (argiles) proviennent du site à 10 km à l'amont du barrage.

**I-4-3 Les prix unitaires**

Les prix unitaires d'ordre principaux employés (fournis par l'ANBT), pour l'année 2006 sont :

- Transport des matériaux = 5 DZD/m<sup>3</sup>/hm
- Béton de barrage BCR = 5'600 DZD/m<sup>3</sup>
- Travaux de coffrage = 1'500 DZD/m<sup>2</sup>
- Excavation en rocher (à la pelle) = 490 DZD/m<sup>3</sup>
- Excavation en terrain meuble = 295 DZD/m<sup>3</sup>
- Remblai tout venant = 195 DZD/m<sup>3</sup>
- Remblai filtre et drain = 1'180 DZD/m<sup>3</sup>
- Remblai enrochement = 2'050 DZD/m<sup>3</sup>
- Béton armé = 8'000 DZD/m<sup>3</sup>

- Excavation galerie et puits + enrobage =150'000 DZD/m<sup>3</sup> (pour une section de 26 m<sup>2</sup>)200'000 DZD/m<sup>3</sup> (pour une section de 54 m<sup>2</sup>)

**Conclusion**

Les analyses préliminaires, l'analyse géologique et géotechnique, la topographie du site, les études hydrologiques et de régularisation, ainsi que les considérations techniques montrent que le barrage de Bouzina est faisable.

- L'analyse géologique et géotechnique relève que la cuvette est constituée, du Nord au Sud, par les faciès suivants :
  - Les calcaires gris compacts et massifs du Landénien et du Maestrichtien, situés au dessus de la cote 1100 m environ, qui forment le versant NW de la vallée de Bouzina
  - La série du Lutétien composée de marnes de couleur rougeâtre ou verdâtre alternant avec des bancs de gypse décimétriques à métriques
  - La série de l'Oligocène qui est constituée de trois termes bien distincts : les argiles rougeâtres, les alternances conglomérats/argile rougeâtre et les conglomérats massifs
  - Le site du barrage se développe dans la partie la plus compétente des formations de l'oligocène. Au fond de vallée, l'oued coule sur une faible épaisseur (de 1,5 à 3,3 m) d'alluvions grossières (sable, gravier et galets).
  - L'appui rive droite de l'axe retenu est constitué par une crête rocheuse façonnée par les méandres de l'oued.
  - Les essais de perméabilité effectués au site du barrage montrent un massif très peu perméable en fond de vallée et en rive gauche de l'oued. En rive droite, on enregistre des perméabilités élevées qui révèlent un massif fortement décomprimé dû son étroitesse.

**Introduction**

Il n'existe pas de définition du béton compacte au rouleau a la fois simple et rigoureuse. En faite le BCR est avant tout un béton destine a constituer de grands massifs et mis en place a l'aide des engins des travaux publics généralement utilisés pour réaliser des remblais(barrages, fondations.....) .

De ce mode de réalisation résultent des conséquences immédiates :

- L'énergie utilisées pour mettre en place ce matériaux est supérieure a celle des aiguilles vibrantes usuelles. A égalité de qualité des granulats et de quantité de liant on peut obtenir des béton qui ont des propriétés supérieures a celles du béton conventionnel au sein des couches successives ;
- Les modalités de mise en place permettent des cadences de réalisation beaucoup plus grandes que celles des bétons conventionnels, d'ou des avantages économiques très importants : diminution du prix unitaire du béton, réduction de la durée globale du chantier, diminution sensibles des coffrages ;
- Dans les premières heures suivant la malaxage, le BCR ce comporte comme un sol (régalage, compactage) ;au bout de quelque jours c'est un béton indéformable ;entre les deux c'est un matériau aux propriétés mal connues, et cette mai connaissance est a l'origine de la plus part des questions que l'on se pose a propos du BCR.

**II-1 Définition du BCR**

Le BCR est un matériau compose de granulats, d'eau et de liants hydraulique mis en place comme un remblai et compacte au rouleau.

L'utilisation de moyens puissants de terrassement conduit a n'employer le BCR que pour des ouvrages massifs présentant des grandes surfaces horizontales.

Quelles que soient les caractéristiques du BCR il est mis en place par couches minces superposées et les liaisons entre les couches jouent un rôle essentiel dans le comportement du massif.

**II-2 Les constituants du BCR : [8]**

Le choix, puis la détermination des composants du BCR constituent une étape essentielle permettant d'obtenir des ouvrages de qualité. Les exigences du projet doivent tenir conte des possibilités offertes dans la région, a priorité à proximité immédiate.

**II-2-1 Les granulats**

Ces matériaux subissent des traitements pouvant aller d'un simple écrêtage jusqu'à une élaboration complète : classement, lavage, production d'éléments fins par broyage. Utilisation de matériaux roulés ou concassés de sources différentes, (sables, gravillons et cailloux, éléments fins.....).

La taille maximale de ces granulats varie entre 40 mm et 150 mm, cependant des granulats de diamètre inférieur à 5mm peuvent être utilisés pour remplir l'espace intergranulaire.

**II-2-1 Les liants**

Il existe plusieurs types de liants :

- Ciment normalisé seul (du type de ceux utilisés pour les barrages en béton conventionnel) ;
- Ciment avec des additions par fois en quantité importantes (cendre volante, laitier moulu, pouzzolanes) ;
- Liant spécial BCR, fabriqué en usine à base de laitier, prêt à l'emploi.

**II-2-2 L'eau**

L'analyse complète physico-chimique de l'eau qui sera utilisée pour le gâchage, doit être effectuée, suivant les normes en vigueur.

**II-2-3 Les adjuvants**

On peut employer un retardateur de prise qui permet d'allonger le délai de maniabilité et donc d'assurer une meilleure liaison entre couches, il est recommandé de l'incorporer dans le liant.

**II-3 L'étanchéité du barrage:[8]**

Le BCR est, par nature, un béton qui présente, dans ses plans de reprise horizontaux, une perméabilité supérieure à celle des massifs en BCV.

Il convient en outre de tenir compte des possibilités de fissures verticales. Les hétérogénéités de la fondation peuvent être à l'origine de l'apparition des fissures.

Il est donc indispensable de maîtriser les écoulements qui pourraient apparaître le long de ces plans horizontaux et de ces fissures verticales.

**II-3-1 Etanchéité le long des fissures verticales**

Pour les barrages en BCR des dispositions proches de celles des barrages en BCV, ont été prises, en construisant des ouvrages, se présentant sous formes de plots munis de

jointes waterstops classiques, sur la face amont. Ces waterstops doivent être obligatoirement enrobés dans du BCV seul susceptible d'assurer une étanchéité suffisante.

Il est aussi possible de munir le parement amont d'écrans étanches couvrant toute la surface du barrage (géomembranes, dalles en béton armé)

### ***II-3-2 Etanchéité horizontale***

Si les qualités mécaniques des reprises ne correspondent pas à un niveau d'imperméabilité suffisant, on peut accroître localement le dernier en mettant en place une couche de liaison (mortier ou micro béton) immédiatement avant le réglage du BCR. Cette disposition s'accompagne souvent de la montée d'une paroi en BCV à l'amont, de façon à former une paroi d'une largeur minimale de l'ordre de 50 cm, éventuellement armée.

## **II-3 Compactage du BCR:[8]**

Pour tous les bétons, la compacité du squelette granulaire est un élément essentiel de leurs caractéristiques mécaniques. Dans le cas du BCR, le compactage par rouleau permet d'atteindre une densité particulièrement élevée.

### ***II-3-1 Influence de la teneur en eau et en éléments fins***

Comme pour un remblai classique, la teneur en eau est déterminée pour obtenir le serrage maximal. L'eau agit comme un lubrifiant. Les éléments fins, de leur côté, participent à cette lubrification.

-Si les éléments fins sont présents en quantité importante, la perméabilité diminue et tout excès d'eau conduit à un matelassage lors du passage du compacteur, le serrage maximal n'est pas assuré.

-S'il n'y a pas assez d'éléments fins, la perméabilité plus élevée permet la circulation de l'eau ce qui diminue les pressions interstitielles et donc la lubrification lors du passage du compacteur.

### ***II-3-2 Choix du compacteur***

Il existe une grande diversité de compacteurs aux caractéristiques différentes. Cependant l'expérience montre qu'un éventail limité de compacteurs permet de répondre de façon satisfaisante aux exigences de cette technique spéciale.

Les appareils les plus couramment utilisés pour le compactage de masse sont des appareils « simple bille » offrant souvent la possibilité d'une double fréquence de vibration.

Ce n'est pas au vu des caractéristiques fournies par le constructeur, des résultats des essais en laboratoire effectués sur le BCR, que le choix de l'appareil sera fait. Seuls des essais de convenance en vraie grandeur dans les conditions les plus proches de celles de la construction du barrage peuvent permettre le choix définitif de l'appareil.



*Figure II.1* photographie d'un rouleau compacteur à cylindre métallique lisse

## **II-4 Les parements du barrage:[8]**

Les parements d'un barrage en BCR ont pour principale fonction la protection du corps du barrage vis-à-vis des sollicitations extérieures. La pérennité de l'ouvrage dépend donc des qualités de leur conception et de leur réalisation.

### ***II-4-1 Le parement amont***

Il constitue la surface de contact avec l'eau de la retenue. Pour remplir son rôle de protection, il doit être conçu pour résister aux actions agressives risque de contaminer, à moyen ou long terme le béton de masse du barrage.

Les barrages en BCR peuvent être classés en deux grandes catégories :

- ✓ Barrages pour lesquels les fonctions étanchéité et stabilité sont toutes les deux assurées dans la masse du barrage ;
- ✓ Barrage avec écran étanche dans l'épaisseur du parement amont, pour lesquels les fonctions étanchéité et stabilité sont séparées.

Dans la première catégorie on peut classer les parements amont :

- En BCV mis en place en même temps que les couches de BCR du barrage ;

- Constitués d'éléments préfabriqués en BCV, sans joints étanches ;
- En BCR élaboré.

Dans la deuxième catégorie on peut les classer :

- En BCV de forte épaisseur, avec traitement aux joints de reprise ;
- D'une membrane d'étanchéité posée sur le parement amont, ou entre les éléments préfabriqués ;
- D'un mur amont en béton armé, avec joints waterstops, construits avant mise en place du BCR .

#### ***II-4-2 Le parement aval***

Le parement aval doit être conçu pour assurer la protection du béton de masse vis-à-vis des variations ,souvent importantes, des conditions atmosphériques(vieillissement du béton en surface du aux cycles gel/dégel, à l'exposition au soleil, au vent, a la pluie, a la température,...) et du niveau du plan d'eau aval.

Les types de parements aval des barrages en BCR sont très variés, on peut citer :

- Parement aval en BCR brut, avec un surdosage en liant par rapport au BCR du corps du barrage ;
- Parement aval en BCV mis en place en même temps que les couches du BCR, avec coffrage provisoire ;
- Parements aval avec éléments en béton préfabriqués de divers types ;
- Parements aval en béton extrudé.

Le choix entre un parement aval lisse ou en marche d'escalier se fait en fonction de plusieurs critères :

- ✓ Mode de construction ;
- ✓ Existence ou non d'un évacuateur de crue en marche d'escalier dans la zone déversante ;
- ✓ Modalité d'accès au parement.

#### **II-5 Réalisation du BCR:[8]**

La possibilité de réaliser rapidement des ouvrages massifs en béton constitue l'un des principaux intérêts de la technique du BCR. Une montée rapide du barrage s'obtient en prévoyant des installations de chantier permettant une cadence élevée et en les utilisant de la façon la plus continue.

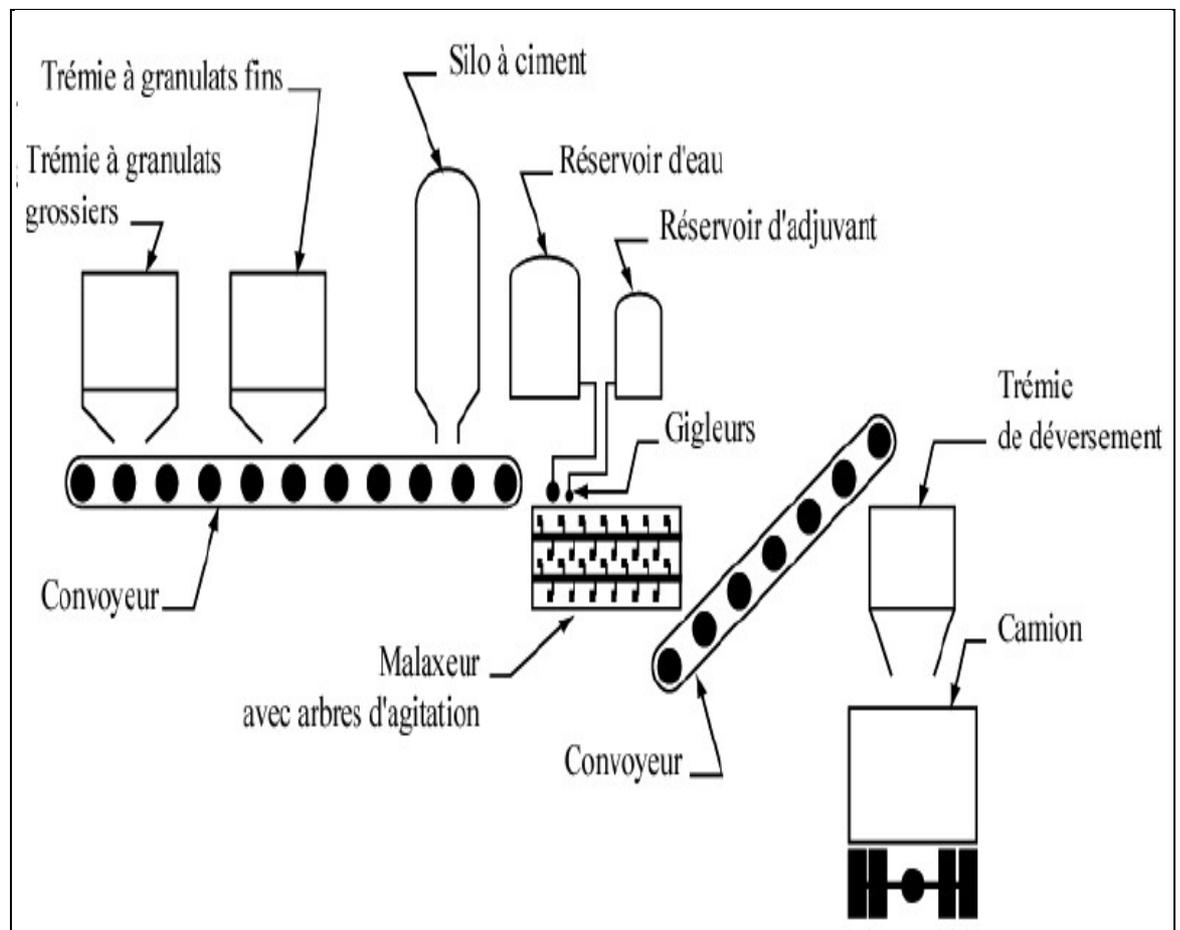
**II-5-1 Fabrication**

La fabrication couvre le domaine allant de la production des granulats à la fabrication proprement dite du BCR avant transport sur l'ouvrage.

**II-5-1-1 Les centrales de fabrication**

La majorité des barrages en BCR ont été réalisés avec des centrales continues de type routier qui ont des résultats très satisfaisants. Ces centrales donnent les performances suivantes :

- ✓ Dimension maximale des gros granulats pour éviter la rupture des pales du malaxeur ;
- ✓ Capacité maximale de production de 200 à 400 t/h.



**Figure II.2** Schéma d'une centrale mobile



*Figure II.3* Photographie d'une centrale mobile

#### ***II-5-1-2 Moyens de transport***

Le transport du BCR se fait souvent par camions ou dumpers sur des pistes évolutives en fonction de l'avancement du barrage.

Le critère de maniabilité sera un paramètre important dans le choix du type de camion qui devra être à la fois adapté aux contraintes d'approvisionnement du barrage et à celles imposées par la distribution du BCR sur l'ouvrage.

#### ***II-5-1-3 Mise en place***

L'atelier classique de mise en place se compose d'un bouteur servant au réglage, d'un compacteur lourd assurant le serrage final de la surface principale de la couche et d'un petit compacteur pour le serrage des bordures périmétrales. Une pelle équipée d'une lame spéciale est généralement utilisée lorsque les joints doivent être coupés. En fin un dispositif d'arrosage permet d'assurer la cure du matériau avant recouvrement par la couche suivante.

### **Conclusion**

La mise au point du nouveau matériau entraîne l'apparition de nouveaux types de structures destinées à rendre des services inédits, mais alors obtenus à meilleur compte.

Les raisons intrinsèques des économies générées par l'emploi de la technique du BCR, outre les économies structurelles de coffrage, sont essentiellement de deux natures :

- La possibilité d'une vitesse de montée du barrage supérieure à celle obtenue sur le barrage en BCV ;
- L'utilisation du matériau BCR plus économique que le béton conventionnel pour une densité en place très voisine, mais avec des propriétés différentes par ailleurs.

**Introduction**

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

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

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- Le bilan d'eau
- L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

**III-1 Caractéristiques morpho métriques du bassin versant****III-1-1 Paramètres géométriques****a) Superficie du bassin versant**

La superficie du bassin versant est obtenue à l'aide du logiciel Auto CAD après avoir déterminé ses limites sur les cartes topographiques de Bouzina à l'échelle 1/50000. Sources (ANBT)

$$S = 174.33 \text{ Km}^2$$

**b) Périmètre du bassin versant**

Le périmètre est donné par le même logiciel Auto CAD

$$P = 76.7 \text{ Km}$$

**c) La longueur du thalweg principal**

Le talweg le plus long est de :

$$L_{tp} = 28.37 \text{ Km}$$

**III-1-2 Paramètres de forme**

**a) Indice de compacité de Gravellius «Kc» : [1]**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III-1)$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c = 1.63$$

Kc > 1 Notre bassin est alors « allongé »

**b) Coefficient d'allongement : [1]**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2 / S \dots\dots\dots (III.2)$$

L : longueur du talweg principal L = 28.37 Km

S : superficie du bassin versant. S = 174.33 Km<sup>2</sup>

$$C_a = 4.62$$

**c) Rectangle equivalent: [1]**

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

La longueur est donnée par la formule

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

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (III-4)$$

$$L = 32.85 \text{ Km}$$

$$l = 5.50 \text{ Km}$$

**III-1-3 Paramètres du relief****III-1-3-1 Courbe hypsométrique : [1]**

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

**Tableau III-1:** Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitudes (m.NGA)	H <sub>i</sub> (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)
2300-2200	2200	0,43	0,25	0,43	0,25
2200-2100	2100	2,73	1,57	3,16	1,82
2100-2000	2000	5,83	3,34	8,99	5,16
2000-1900	1900	4,63	2,66	13,62	7,82
1900-1800	1800	4,66	2,67	18,28	10,49
1800-1700	1700	7,74	4,44	26,02	14,93
1700-1600	1600	10,67	6,12	36,69	21,05
1600-1500	1500	20,90	11,99	57,59	33,04
1500-1400	1400	43,59	25,00	101,18	58,04
1400-1300	1300	38,54	22,11	139,72	80,15
1300-1200	1200	9,60	5,51	149,32	85,66
1200-1100	1100	7,63	4,38	156,95	90,04
1100-1000	1000	11,99	6,88	168,94	96,92
1000-905	905	5,36	3,07	174,33	100
Somme		174,33			

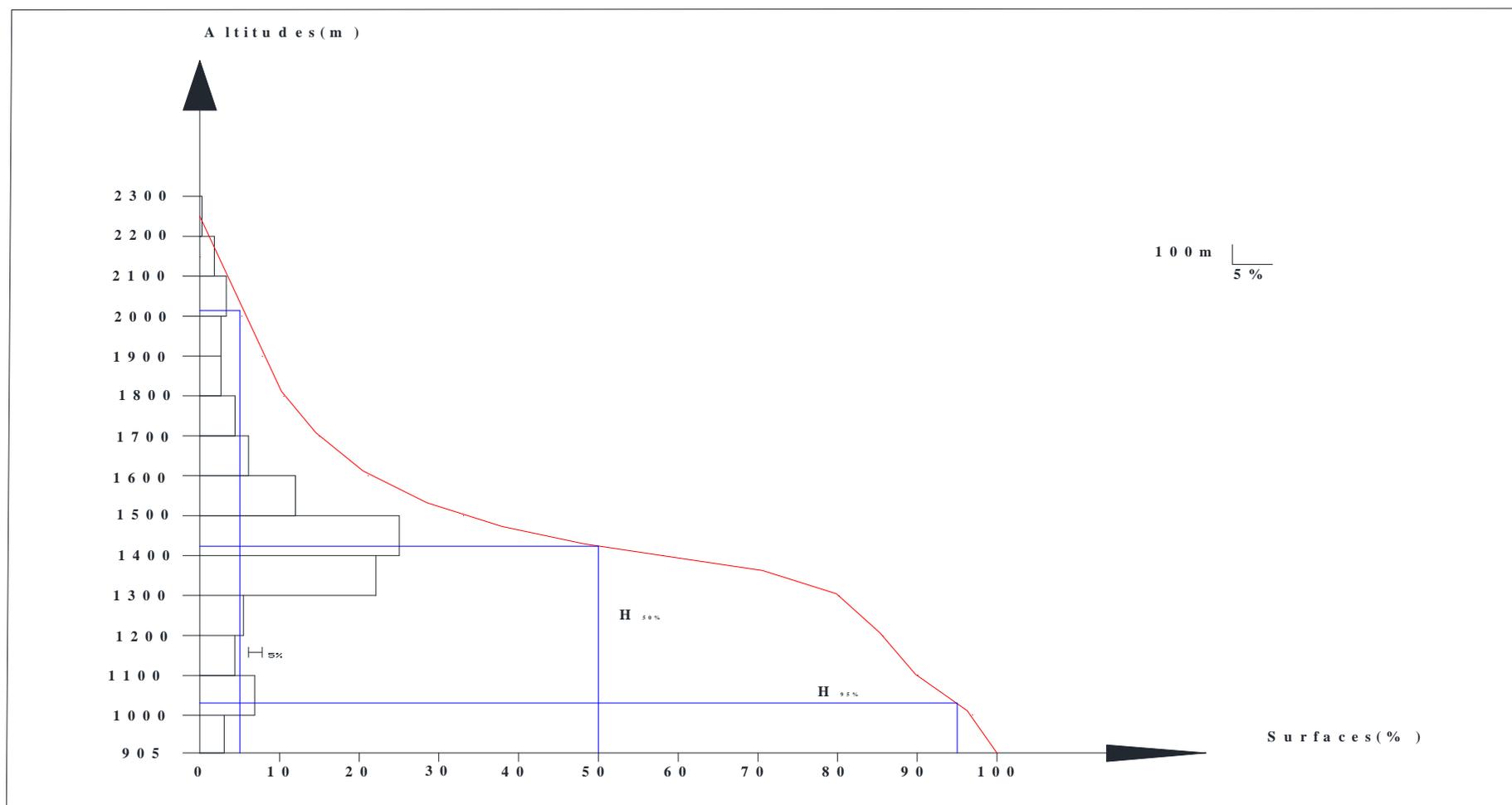


Figure III-1- Courbe hypsométrique du bassin versant

**III-1-3-2 Les altitudes caractéristiques : [1]**

**a) 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.

$$H_{med} = 1423.5 \text{ m}$$

**b) Altitude moyenne**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(III-5)$$

Avec :

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

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

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

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

**Tableau III-2: Résultats de calcul**

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)	Si (Km <sup>2</sup> )	Si.Hi (m.Km <sup>2</sup> )
2300-2200	2250	0.43	967. 50
2200-2100	2150	2.73	5869.50
2100-2000	2050	5.83	11951.50
2000-1900	1950	4.63	9028.50
1900-1800	1850	4.66	8621.00
1800-1700	1750	7.74	13545.00
1700-1600	1650	10.67	17605.50
1600-1500	1550	20.90	32395.00
1500-1400	1450	43.59	63205.00
1400-1300	1350	38.54	52029.00
1300-1200	1250	9.60	12000.00
1200-1100	1150	7.63	8774.50
1100-1000	1050	11.99	12589.50
1000-905	950	5.36	5092.00
			253673.5

$$H_{moy} = 1455 \text{ m}$$

**III-1-3-2 Pente moyenne du bassin versant**

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

$\Delta H$  : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$ : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

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

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (III.3).

**Tableau III-3:** Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	$\Delta H$ (m)	Longueur (Km)
1	900	100	1.47
2	1000		2.66
3	1100		3.40
4	1200		4.90
5	1300		4.17
6	1400		0.56
7	1500		4.08
8	1600		4.03
9	1700		3.13
10	1800		2.00
11	1900		1.75
12	2000		1.48
13	2100		0.66
14	2200		0.16

La pente moyenne du bassin est :

$$I_m = 19.29 \text{ m/km}$$

**III-1-3-3 Indice de pente : [1]****a) Indice de pente globale  $I_g$** 

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

L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent  $L=32.85\text{km}$

$H_{5\%} = 2014 \text{ m}$

$H_{95\%} = 1030.5 \text{ m}$

**$I_g = 2.99 \%$**

**b) Indice de pente moyenne  $I_{pm}$** 

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

**$I_{pm} = 4.25\%$** .

**III-2 Caractéristiques hydrographiques du bassin****III-2-1 Réseau hydrographique**

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

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

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

❖ **Densité de drainage: [1]**

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III-9)$$

$\sum L_i$ : longueur total des talwegs d'ordre i en (Km)       $\sum L_i = 363.37$  Km.

S : surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).      S= 174.33 km<sup>2</sup>

$$D_d = 2.08 \text{ km/km}^2$$

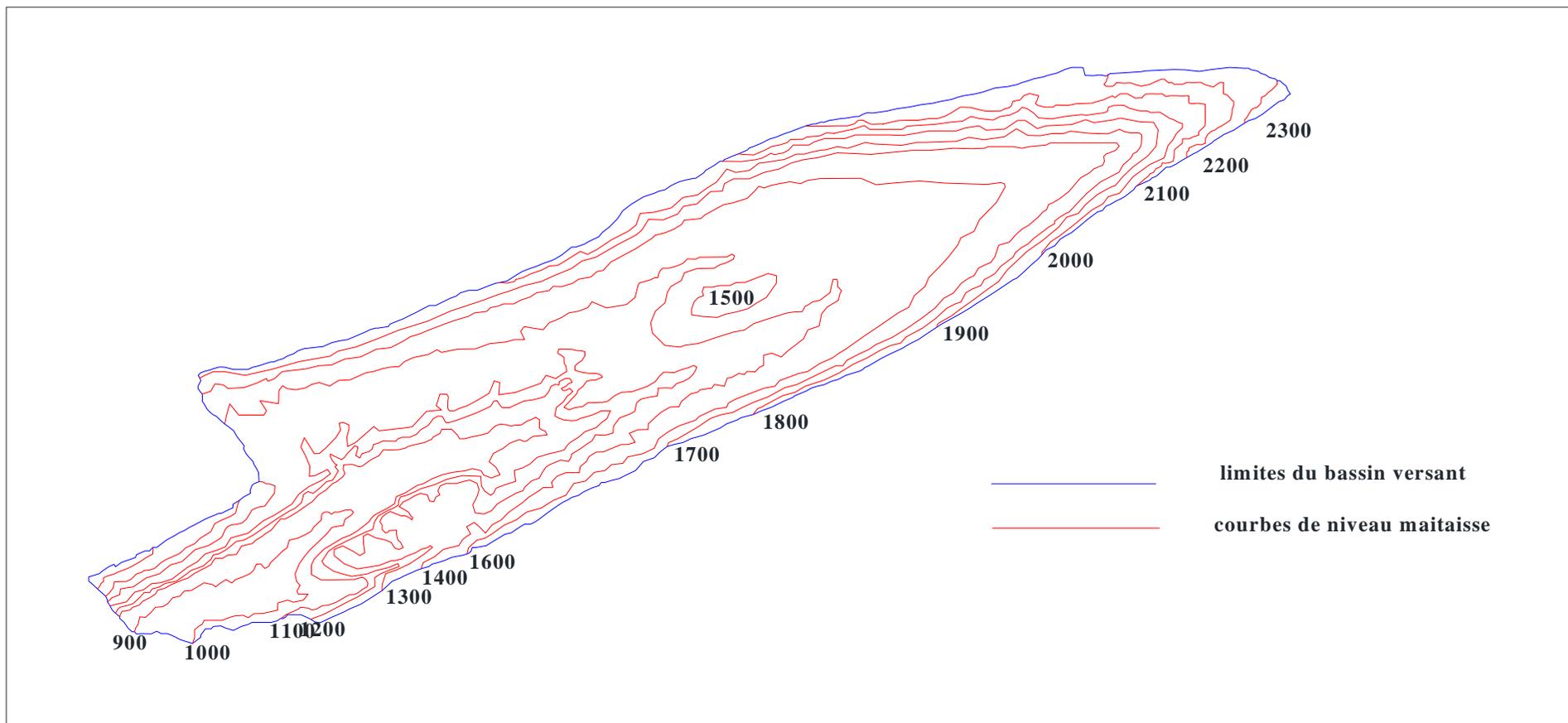


Figure III-2 : Limites du bassin versant et courbes de niveau

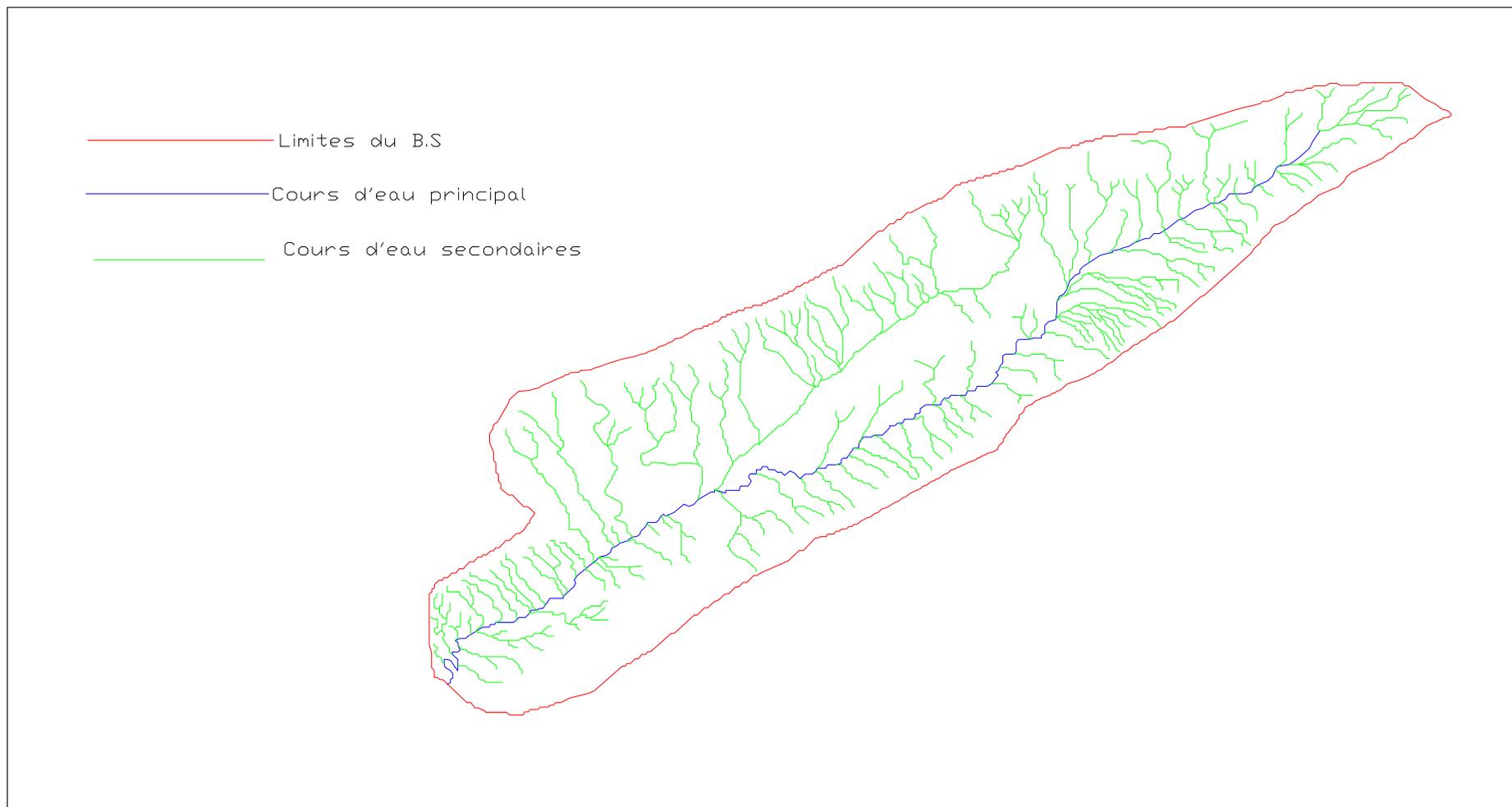


Figure III-3 : Réseau hydrographique

❖ **Coefficient de torrentialité : [1]**

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

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III-10)$$

$F_1$ : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :  $N_1=228$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 1.31 \dots\dots\dots (III-11)$$

$$C_t = 2.72 \text{Km}^{-3}$$

❖ **Pente moyenne de cours d'eau principal  $I_c$  : [1]**

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.12)$$

**Avec**

$\Delta H$  : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

$\Delta L$  : distance entre ces deux points (km).

$$I_c = 4.90\%$$

❖ **Temps de concentration: [1]**

Une fois connue la zone d'où proviennent les eaux de ruissellement, il reste à définir la façon dont ce bassin versant réagit à une pluie. Il importe en particulier de savoir au bout de quelle durée de pluie les eaux provenant de la totalité du bassin versant, atteignant l'exutoire, donnant ainsi le débit maximum. On peut estimer que le débit de la crue est atteint lorsque le temps de concentration est atteint, et ceci par plusieurs formules empiriques :

**a). Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III-13)$$

S: surface du bassin versant en (Km).

$L_p$ : Longueur du talweg principal en (Km).

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

**b). Formule de KIRPICH**

$$T_C = 0.6615 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_m^{0.385} \dots\dots\dots (III-14)$$

$I_g$  : Indice de pente globale.

$L_p$  : Longueur du talweg principal en (Km).

**c). Formule de CALIFORNIA**

$$T_C = \left( \frac{0.87L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III-15)$$

**Tableau III-4** : Temps de concentration.

Formules	Temps de concentration
Formule de GIANDOTTI	5.08
Formule de KIRPICH	2.56
Formule de CALIFORNIA	3,03

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=5.08 heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

❖ **Vitesse moyenne de ruissellement : [1]**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_C} \dots\dots\dots (III-16)$$

$L_p$  : longueur du talweg principal.

$T_C$  : temps de concentration.

$V_r = 5.58$  Km/h

**Tableau III-5:** Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	174.33
Périmètre		P	Km	76.70
Longueur du thalweg principal		L <sub>P</sub>	Km	28.37
Pente du thalweg principal		I	%	4.90
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	-	1.67
Coefficient d'allongement		Ca	-	4.62
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	Km	32.85
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	5.50
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	2200
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	1455
	médiane	H <sub>med</sub>	m	1423.5
	minimale	H <sub>min</sub>	m	905
Pente moyenne de B.V		I <sub>moy</sub>	m/km	19.92
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	%	2.99
Indice de pente moyenne		I <sub>pm</sub>	%	4.25
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	0.94
Coefficient de torrencialité		C <sub>t</sub>	Km <sup>-3</sup>	0.69
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	5.08
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	5.58

### III-3 Caractéristiques climatiques

#### III-3-1 température

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara: les maxima absolus de températures (plus de 45°C) sont dus à ce phénomène particulier. (Données actualisées en septembre 2007).

Tableau III-6: Température du vent, Source [ANBT]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Temp Moy	12	14	17	21	26	31	34	34	29	23	17	13
Temp Max	17	19	22	26	32	37	40	39	34	28	22	17
Temp Min	7	9	11	15	19	24	27	27	23	18	12	8

Source A.N.B.T

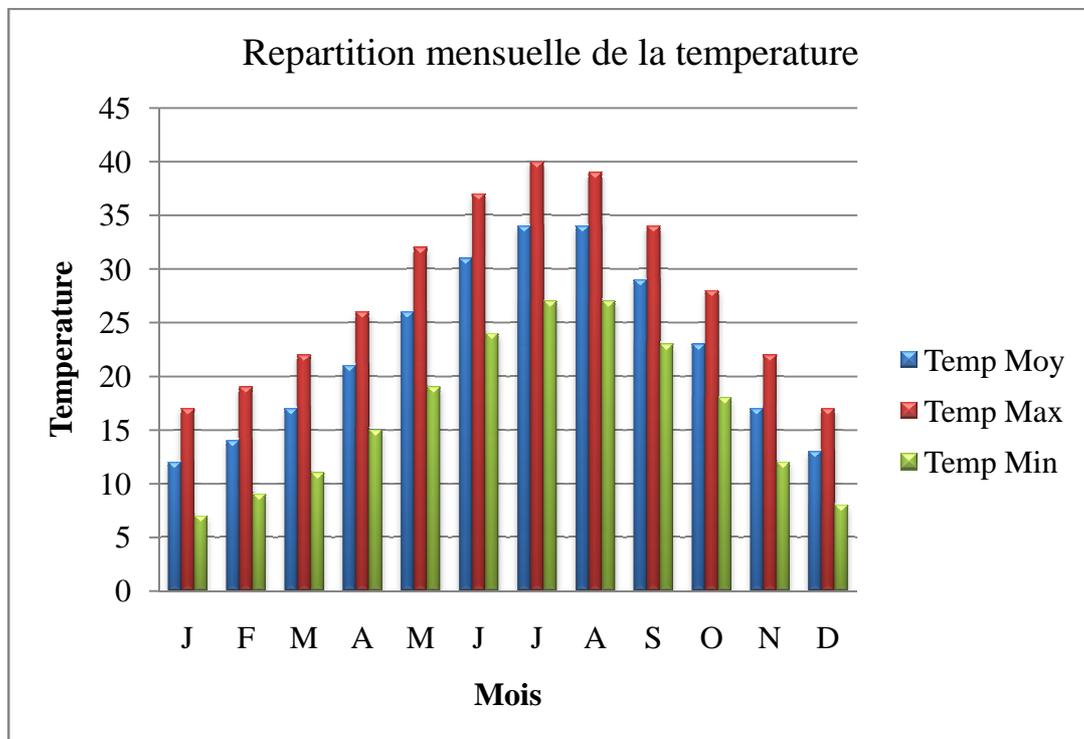


Figure III-4- Répartition mensuelle de la température

III-3-2-Ensoleillement.

L'insolation moyenne annuelle est de 76% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 435 calories par centimètre carré (soit une puissance de 210 watts par mètre carré).

Tableau III-7 : Insolation et radiation mensuelles, Source [ANBT]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
insolation (% de durée astronomique)	70	77	77	78	78	77	85	84	85	75	68	69
radiation totale cal/cm2/jour	245	332	428	518	576	594	617	565	490	364	265	226

Source A.N.B.T

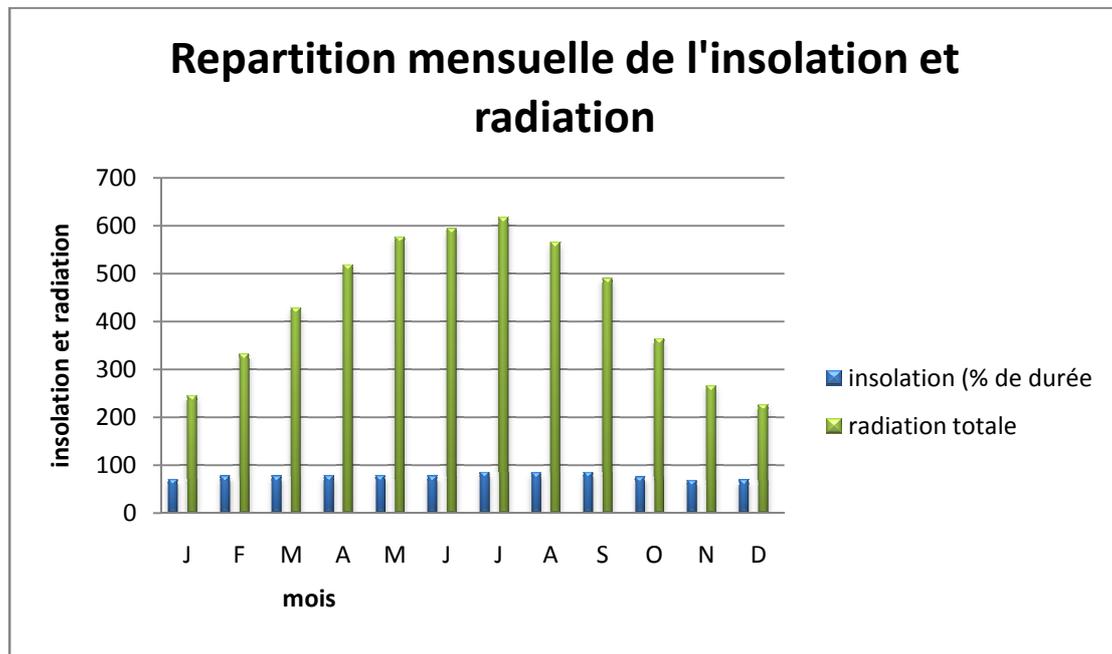


Figure III-5- Répartition mensuelle de l’insolation et radiation

**III-3-3-Vent**

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.8 m/s, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

Batna est protégé du nord par le massif des Aurès. Le site de Bouzina est lui-même bien protégé par l'ensemble des crêtes qui l'entoure. On note cependant des phénomènes classiques de vents de vallée et début et fin de journée chaude.

**III-3-4- Pluviométrie**

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale pour l'étude hydrologique.

On dispose de 3 séries pluviométriques prévenantes des trois stations situées à proximité du bassin versant, et on a choisi celle de Bouzina car elle est la plus proche du site et la plus longue (annexe III), la série pluviométrique a été établie pour une période de 39 ans

**Tableau III-8 :** stations pluviométriques

Code	stations	X (m.NGA)	Y(m.NGA)	Z(m.NGA)
061302	Bouzina	810	225	1350
061303	Teniet el abed	817.6	222.75	1390
061304	Mena	801.2	213.8	1005

Source A.N.R.H

**III-3-4-1- : Pluie moyenne annuelle**

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau II-9

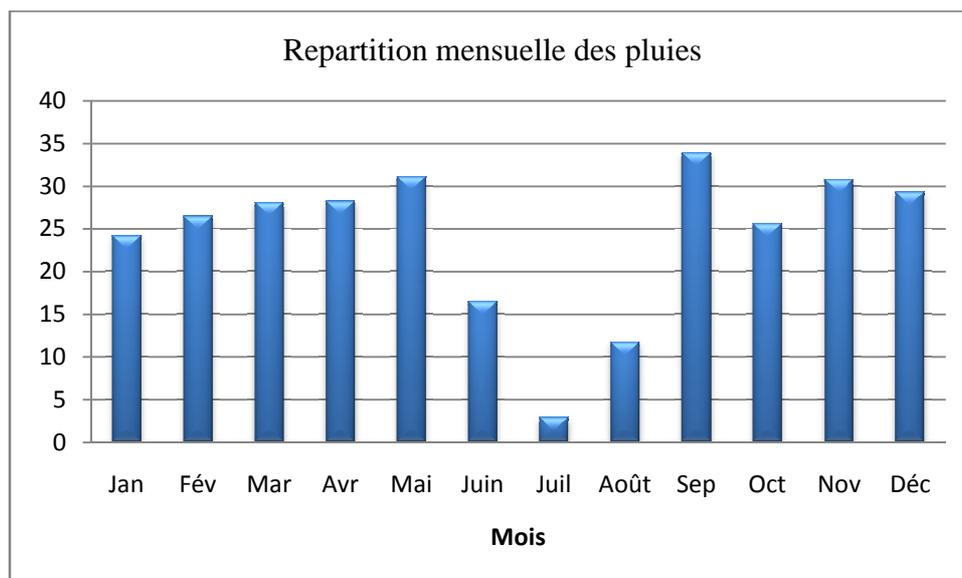
**Tableau III-9-** Répartition mensuelle des pluies

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
<b>P (mm)</b>	23,58	25,78	27,35	27,52	30,30	16,08	2,86	11,43	33,03	24,97	29,97	28,55	281,42
<b>P(%)</b>	8,37	9,16	9,71	9,77	10,76	5,71	1,01	4,06	11,73	8,87	10,64	10,14	100

Source A.N.B.T

A travers ce tableau on déduit que la saison pluvieuse s'étale de septembre à mai et la saison sèche inclue les mois (juin, juillet et aout).

La zone reçoit une moyenne de **281.42 mm/année.**



*Figure III-6*-Répartition mensuelle des pluies

#### *III -3-4-2 Les pluies maximales journalières*

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de Bouzina est considérée avec une série d'observation de 39 années, (annexe III).

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN :

**Tableau III-10** : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

<b>Nombre d'observations</b>	39
<b>Moyenne</b>	33.9
<b>Ecart-type</b>	14.2
<b>Coefficient de variation</b>	0.417
<b>Coefficient d'asymétrie</b>	2.03

• **Ajustement des pluies maximales journalières**

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

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

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

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

**a) Ajustement a la loi de GUMBEL**

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

$$F ( x ) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.17).$$

Avec :  $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

y : Variable réduite de Gumbel.

1/α : Pente de la droite de Gumbel.

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x<sub>0</sub> : Paramètre de position (mode).

On peut écrire :  $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F ( x ) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.18).$$

m : Rang de précipitation

n : Nombre d'observations (39)

✓ calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

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

✓ calculer les paramètres d'ajustement «  $\alpha$  » et «  $x_0$  »

✓ représenter graphiquement les couples  $(x_i, y_i)$  sur papier Gumbel.

• **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel**

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (III.19).$$

Avec :  $(1 / \alpha)$  : la pente de la droite de Gumbel

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

**Quantiles :**

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non-dépassement)}$$

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

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.4). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

**Tableau III.11** Résultats de l'justement a la loi de GUMBEL

<b>Période de retour</b>	<b>probabilité</b>	<b>précipitation</b>	<b>Intervalle de confiance</b>
<b>T (ans)</b>			<b>95 %</b>
<b>1000</b>	0,999	90,1	73.3 – 107
<b>200</b>	0,995	75,7	62.5 – 88.9
<b>100</b>	0,990.	69,5	57.8 – 81.2
<b>50</b>	0,980	63,2	53.0 – 73.4
<b>20</b>	0,950	54,9	46.7 – 63.0
<b>10</b>	0,900	48,4	41.8 – 55.1
<b>5</b>	0,800	41,7	36.5 – 46.8
<b>2</b>	0,500	36,3	28.2 – 34.9

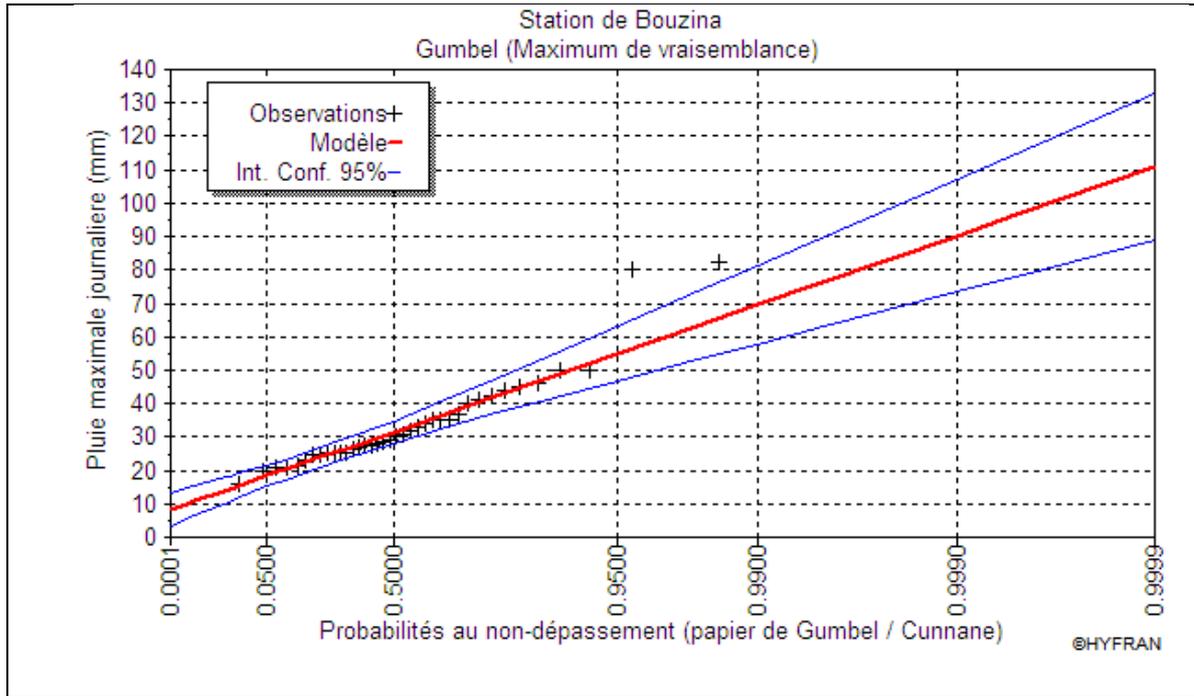


Figure III-7- Ajustement a la loi de GUMBEL

**b) Ajustement a la loi normale**

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots\dots\dots (III.20).$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par :  $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$  ..... (III.21).

La transformation  $x = \bar{x} + \sigma u$  est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

**Quantiles :**

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

$T = 1 / (1 - q)$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi que le graphique est donné par la figure (III.5).

Tableau III.12 Ajustement a la loi Normale

Période de retour	probabilité	précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)			95 %
1000	0,999	77.7	66.8 – 88.7
200	0,995	70.4	61.0 – 79.9
100	0,990	66.9	58.1 – 75.7
50	0,980	63.0	55.0 – 71.1
20	0,950	57.3	50.3 – 64.2
10	0,900	52.1	46.0 – 58.2
5	0,800	45.9	40.6 – 51.1
2	0,500	33.9	29.4 – 38.4

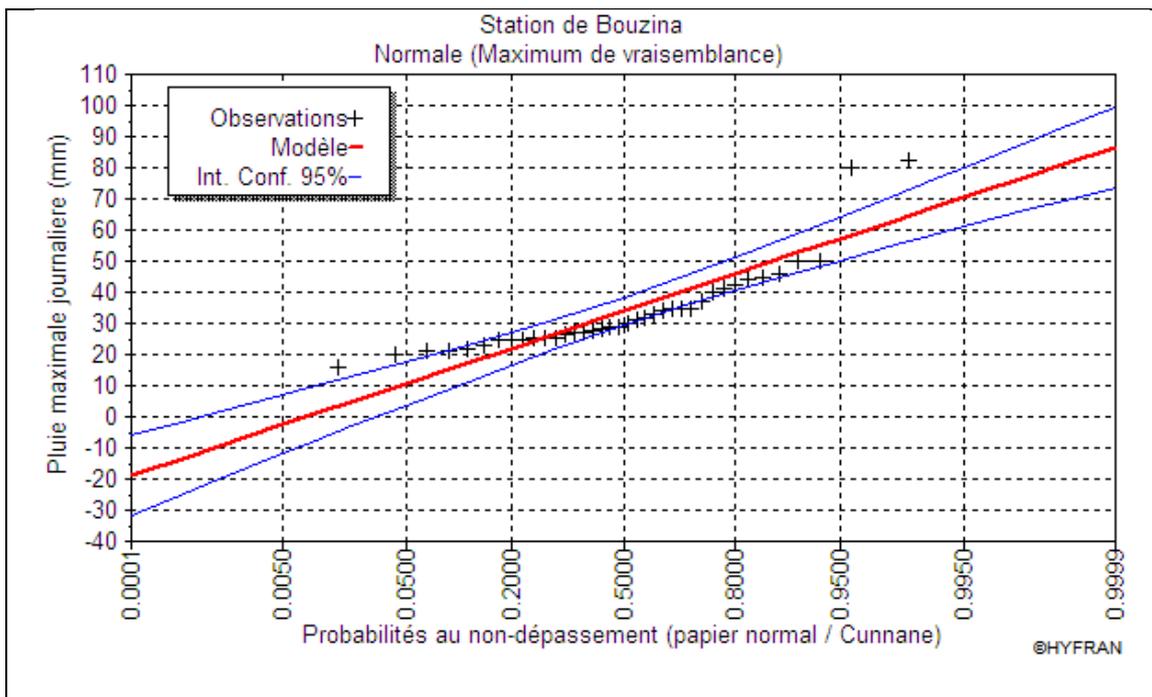


Figure III-8- Ajustement a la loi Normale

c) Ajustement a la loi log normale

Ce procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure III.9.

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

$$F ( X ) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.22)$$

Ou :  $u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$  (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.23)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau II.13.

Galton (Méthode de vraisemblance corrigée)

**Tableau III.13** Ajustement a la loi Log Normale

Période de retour	probabilité	précipitation	Intervalle de confiance
			95 %
<b>T (ans)</b>			
<b>1000</b>	0,999	94.1	68.6 – 120
<b>200</b>	0,995	78.5	60.1 – 97.0
<b>100</b>	0,990.	72.0	56.3 – 87.6
<b>50</b>	0,980	65.4	52.4 – 78.4
<b>20</b>	0,950	56.6	46.9 – 66.4
<b>10</b>	0,900	49.8	42.3 – 57.4
<b>5</b>	0,800	42.7	37.1– 48.3
<b>2</b>	0,500	31.8	28.2 – 35.3

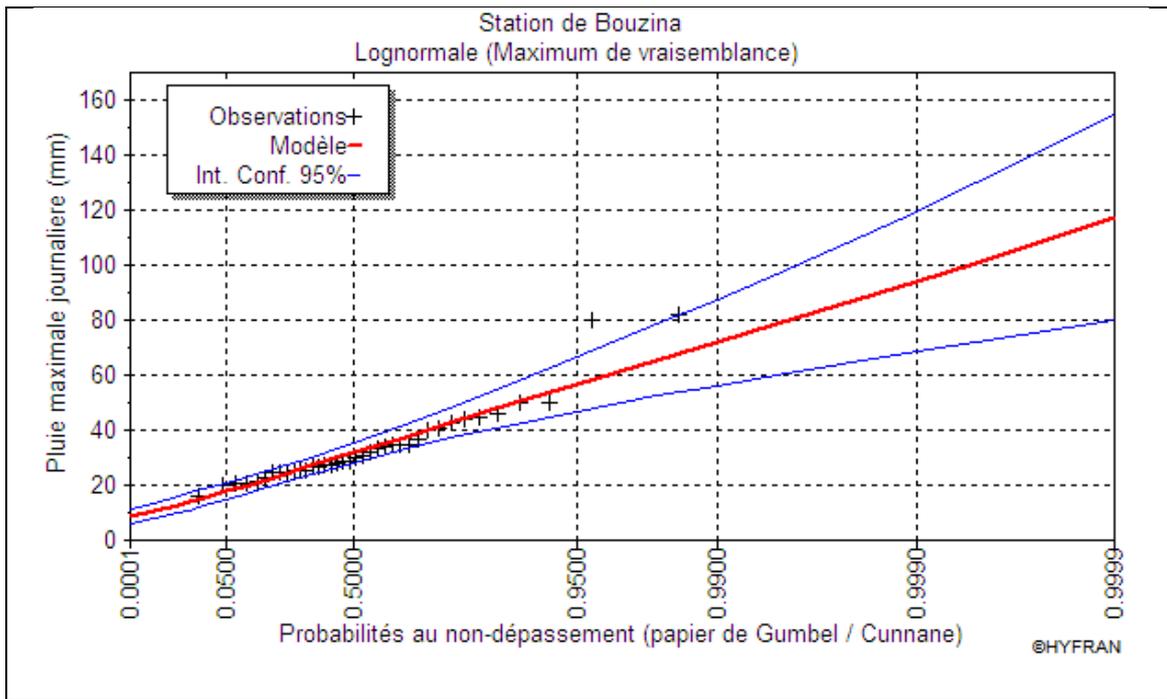


Figure III-9- Ajustement a la loi Log Normale

• **Conclusion**

D'après les trois schémas et la comparaison effectuée par le logiciel HYFRAN on conclue que les pluies maximales journalières suivent la loi Log normale car presque tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

**Tableau III.14** Pluies maximales journalières pour les différentes fréquences (Log Normale)

Période de retour	<b>1000</b>	<b>200</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>5</b>	<b>2</b>
Fréquence	0.1	0.5	1	2	5	10	20	50
P <sub>maxj</sub> (mm)	94.1	78.5	72.0	65.4	56.6	49.8	42.7	31.8

**III-3-4-3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences : [1]**

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

$$P_{ct} = P_{maxj} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III-124)$$

$P_{ct}$ : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{maxj}$ .

$P_{maxj}$ : pluies maximales fréquentielles.

$t$ : temps en heure.

$b$ : exposant climatique ( $b = 0,31$ ).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III-25)$$

**Tableau III.15** Pluies de courte durée et leurs intensités

fréquence (%)	20		10		5		2		1		0.1	
temps (h)	Pct	It										
<b>0,5</b>	12.37	24.74	14.43	28.86	16.40	32.80	18.95	37.90	20.88	41.76	27.29	54.58
<b>1</b>	15.37	15.37	18.01	18.01	20.47	20.47	23.54	23.54	25.92	25.92	33.88	33.88
<b>2</b>	19.22	9.61	22.49	11.25	25.56	12.78	29.43	14.72	32.40	16.20	42.35	21.18
<b>3</b>	21.78	7.26	25.60	8.53	29.10	9.70	33.35	11.12	36.72	12.24	47.99	16.00
<b>4</b>	24.50	6.13	28.58	7.14	32.48	8.12	37.53	9.38	41.31	10.33	54.00	13.50
<b>5</b>	26.26	5.25	30.62	6.12	34.80	6.96	40.22	8.04	44.27	8.85	57.86	11.57
<b>5.08</b>	<b>26.39</b>	<b>5.19</b>	<b>30.77</b>	<b>6.06</b>	<b>34.98</b>	<b>6.89</b>	<b>40.41</b>	<b>7.96</b>	<b>44.49</b>	<b>8.76</b>	<b>58.15</b>	<b>11.45</b>
<b>6</b>	27.34	4.56	31.96	5.33	36.32	6.05	41.86	6.98	46.08	7.68	60.22	10.04
<b>7</b>	29.14	4.16	33.99	4.86	38.63	5.52	44.64	6.38	49*.14	7.02	64.23	9.18
<b>8</b>	30.38	3.80	35.43	4.43	40.26	5.03	46.520	5.82	51.22	6.40	66.94	8.37
<b>9</b>	31.17	3.46	36.38	4.04	41.35	4.59	47.74	5.30	52.56	5.84	68.69	7.63
<b>10</b>	32.55	3.26	37.96	3.80	43.15	4.31	49.86	4.99	54.89	5.49	71.73	7.17

Suite du tableau II.15

<b>fréquence(%)</b>	<b>20</b>		<b>10</b>		<b>5</b>		<b>2</b>		<b>1</b>		<b>0.1</b>	
<b>temps (h)</b>	<b>Pct</b>	<b>It</b>										
<b>11</b>	33.53	3.05	39.10	3.55	44.44	4.04	51.35	4.67	56.53	5.14	73.88	6.72
<b>12</b>	34.16	2.85	39.89	3.32	45.34	3.78	52.32	4.36	57.60	4.80	75.28	6.27
<b>13</b>	35.31	2.72	41.18	3.18	46.80	3.60	54.08	4.16	59.54	4.58	77.81	5.99
<b>14</b>	36.13	2.58	42.14	3.01	47.89	3.42	55.34	3.95	60.92	4.35	79.62	5.69
<b>15</b>	36.72	2.45	42.85	2.86	48.70	3.25	56.24	3.75	61.92	4.13	80.93	5.40
<b>16</b>	37.66	2.35	43.92	2.74	49.91	3.12	57.68	3.60	63.50	3.97	82.99	5.19
<b>17</b>	38.37	2.26	44.75	2.63	50.86	2.99	58.77	3.46	64.70	3.81	84.56	4.97
<b>18</b>	38.86	2.16	45.42	2.52	51.62	2.87	59.51	3.31	65.52	3.64	85.63	4.76
<b>19</b>	39.72	2.09	46.32	2.44	52.65	2.77	60.83	3.20	66.97	3.52	87.53	4.61
<b>20</b>	40.35	2.02	47.06	2.35	53.49	2.67	61.81	3.09	68.04	3.40	88.93	4.45
<b>21</b>	40.99	1.95	47.71	2.27	54.23	2.58	62.78	2.99	69.12	3.29	90.34	4.30
<b>22</b>	41.56	1.89	48.47	2.20	55.09	2.50	63.66	2.89	70.08	3.19	91.60	4.16
<b>23</b>	42.14	1.83	49.15	2.14	55.86	2.43	64.54	2.81	71.06	3.09	92.87	4.04
<b>24</b>	42.70	1.78	49.80	2.08	56.60	2.36	65.40	2.73	72.00	3.00	94.10	3.92

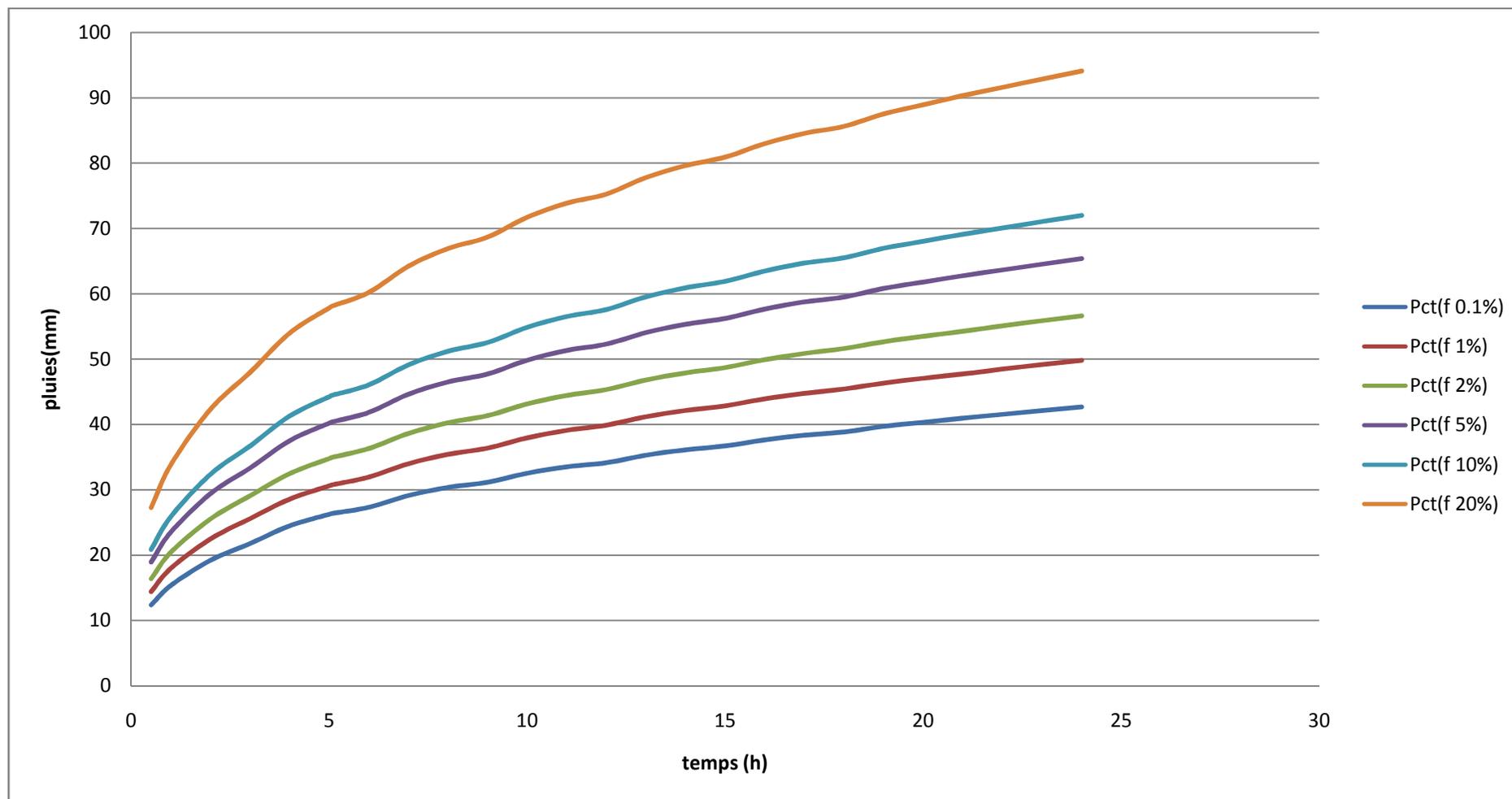


Figure III.10 : Courbe des pluies de Courtes durées

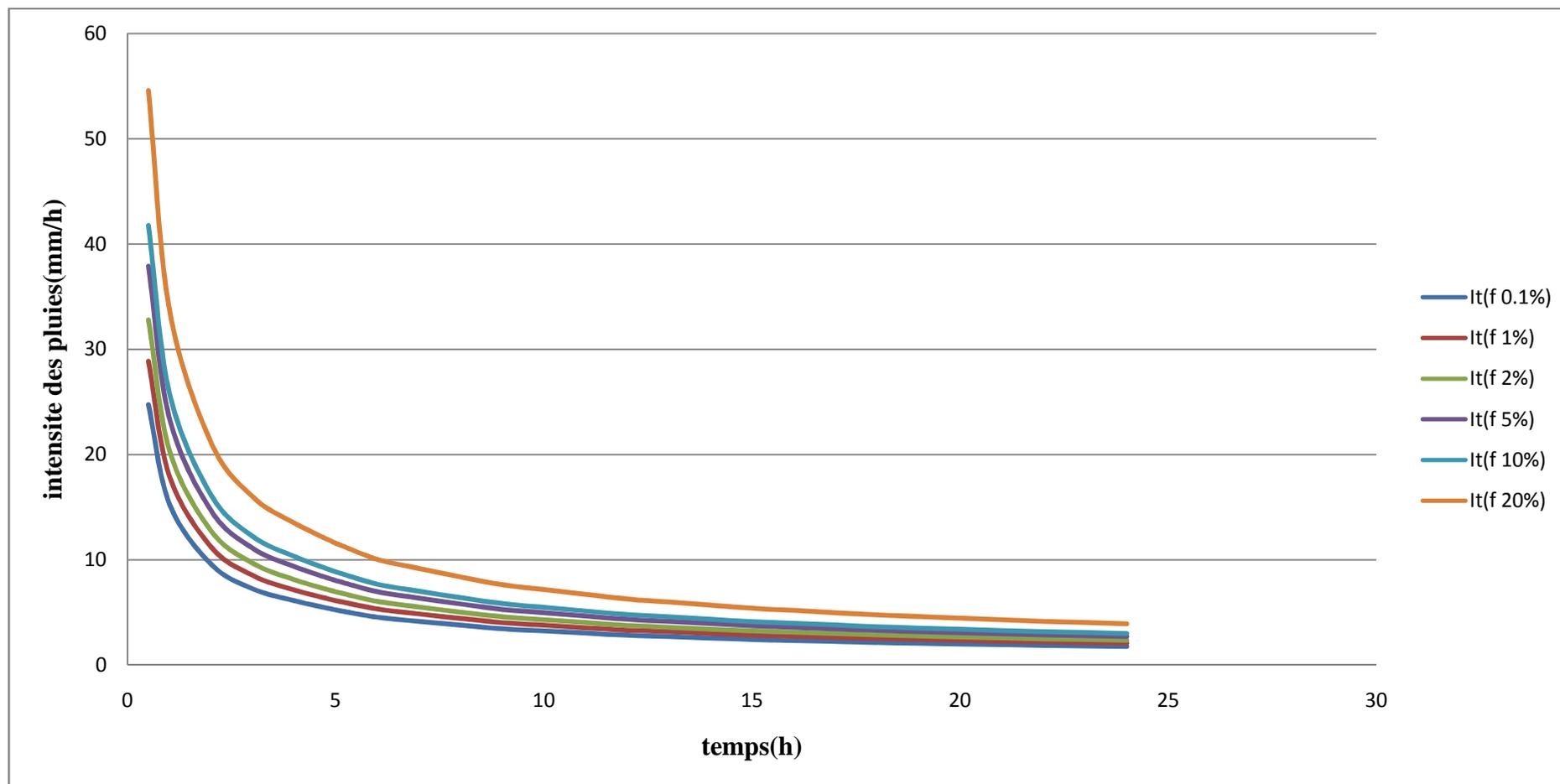


Figure III.11 : Courbe des intensités des pluies de courte durée

**III-4 Etudes des apports**

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

**III-4-1 Apport liquides**

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

**III-4-1-1 Apports moyens interannuels ( $A_0$ ): [2]**

**a). Formule de SAMIE**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III-26)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III-27)$$

- $L_e$  : Lamme d'eau écoulée (mm).
- P : Précipitation moyenne (mm).
- S: Superficie en Km<sup>2</sup> du bassin versant.

**b). Formule de MEDINGER**

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III-28)$$

- P : Précipitation moyenne (mm).
- $L_e$ : Lamme d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

**c). Formule de CHAUMONT**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (III-29)$$

- P : Précipitation moyenne (mm).

La lamme d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$C_e = 0.04$$

$$A = L_e \cdot S$$

**d). Formule de TURC:**

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (III-30)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (III-31)$$

$T_0$ : Température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

**e). Formule de l'ANRH**

L'apport moyen interannuel est donné par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III-32)$$

$P$  : Précipitation moyenne (mm).

$S$ : Superficie (en Km<sup>2</sup>).

**Tableau III.16** Résultats des calculs

Formule	Apport moyen A (mm <sup>3</sup> )	Lame d'eau écoulée (mm)
SAMIE	3.61	20.69
MEDINGER	0.82	0.47
CHAUMONT	1.96	11.26
TURC	4.28	24.58
ANRH	2.35	13.46
Moyenne	2.61	14.09

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de SAMIE qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A_0 = 3,61 \text{ Mm}^3 \quad , \quad L_e = 20,69 \text{ mm}$$

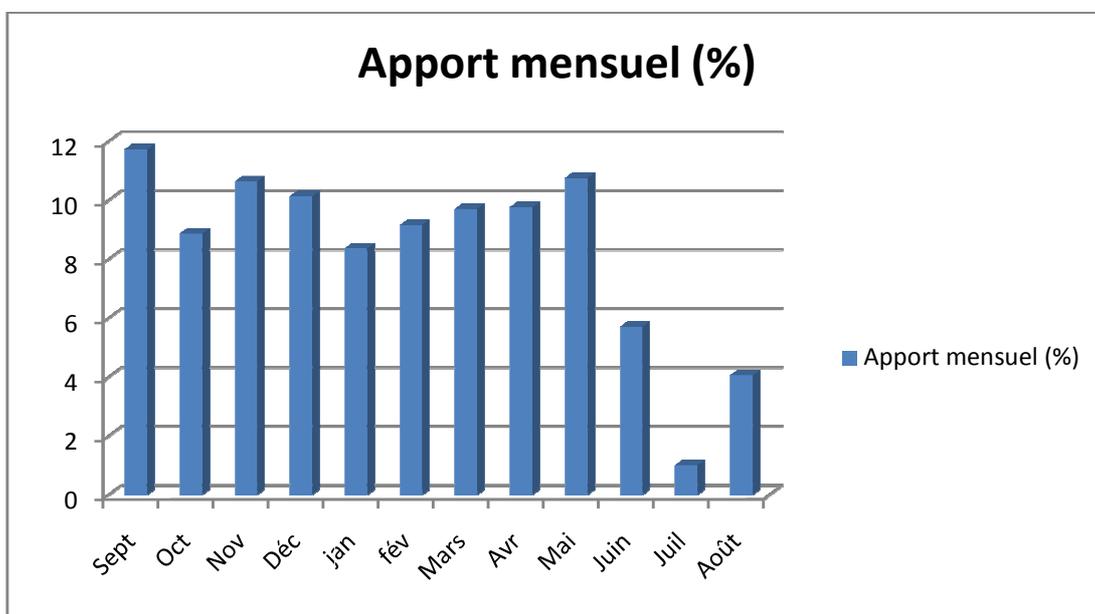
**III-4-1-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen**

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

**Tableau III.17** Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P (mm)	33,03	24,97	29,97	28,55	23,58	25,78	27,35	27,52	30,30	16,08	2,86	11,43
P (%)	11,73	8,87	10,64	10,14	8,37	9,16	9,71	9,77	10,76	5,71	1,01	4,06
Apport mensuel	0.42	0.32	0.38	0.37	0.30	0.33	0.35	0.36	0.39	0.21	0.04	0.15
Apport mensuel (%)	11,73	8,87	10,64	10,14	8,37	9,16	9,71	9,77	10,76	5,71	1,01	4,06



**Figure III-12-** Répartition mensuelle de l'apport moyen.

**III-4-2. Caractéristiques de l'écoulement**

❖ **Module de l'écoulement**

Il est donné par :  $Me = A_0 / T$  ..... (III-33)

$A_0$  : Apport moyen annuel (3.61Mm<sup>3</sup>).

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536.000s

$$Me = 114.47 \text{ l/s}$$

❖ **Module de l'écoulement relatif (spécifique)**

On a :  $M_0 = Me / S$  ..... (III-34)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

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

$$M_0 = 0.66 \text{ l/s/km}^2$$

❖ **Lame d'eau écoulée Le**

$Le = A_0 / S$  ..... (III-35)

$$Le = 20.70 \text{ mm}$$

❖ **Coefficient de l'écoulement**

$Ce = Le / P_{moy}$  ..... (III-36)

$$Ce = 0.07$$

**II-4-3 Apports fréquentiels**

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III-37)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U: Variable réduite de Gauss.

C<sub>v</sub>: Coefficient de variation

**Tableau III.18** Apports fréquentiels

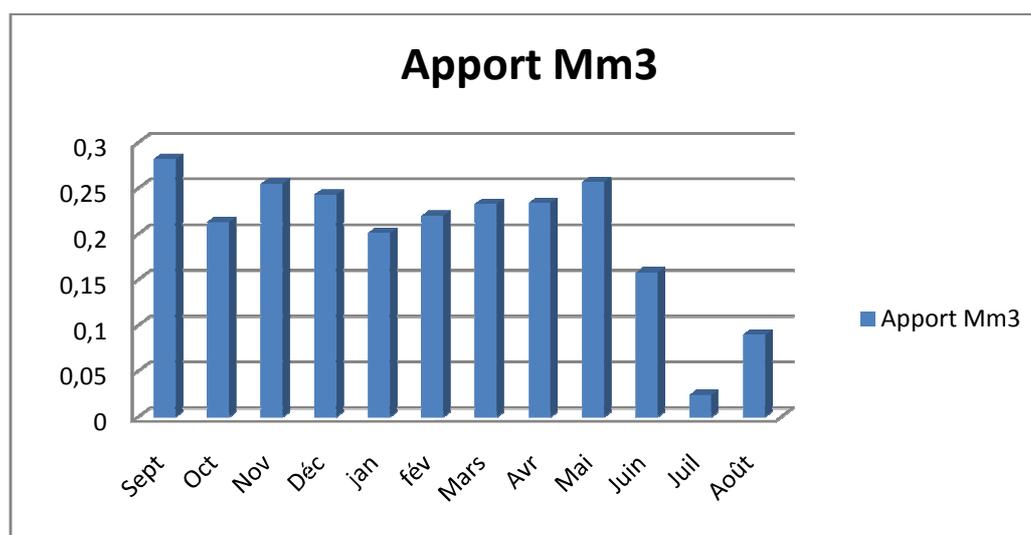
Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (Mm <sup>3</sup> )
5/4	80	-0,8428	2.40
10	10	1,282	5.49
50	98	2,0571	7.43
100	99	2,3280	8.25
1000	99,9	3,1000	11.15

**III-4-3-1 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.**

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\%} = 2.40Mm^3$

**Tableau III.19** répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Apport Mm <sup>3</sup>	0.282	0.213	0.255	0.243	0.201	0.220	0.233	0.234	0.257	0.158	0.024	0.090
Apport (%)	11,73	8,87	10,64	10,14	8,37	9,16	9,71	9,77	10,76	5,71	1,01	4,06



**Figure III-13-** Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

**III-4-4 Les apports solides: [2]**

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Le volume mort est évalué par plusieurs formules :

**a) Formule de TIXERONT**

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 09 bassins tunisiens pour des durées comprises entre 02 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec  $T_s$  : Transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/ans).

$L_e$ : Lame d'eau écoulée.

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha=350$ .

$$T_s = 551.36 \text{ t/Km}^2/\text{ans}$$

**b) Formule de Fournier**

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.39).$$

Avec :  $E_s$  : érosion spécifique (t/Km<sup>2</sup>/an)

$P_m$  : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

$$P_m = 33.03\text{mm.}$$

$P_a$ : Pluie moyenne annuelle (mm)  $P_a = 281.42 \text{ mm.}$

$h = 45\% (H_{\max} - H_{\min})$  (m);

$H_{\max}$  : Altitude maximale =2200m.

$H_{\min}$  : Altitude minimale = 905m.

$S$  : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)  $S = 174.33\text{Km}^2.$

$$E_s = 32.83 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

**c) Formule de Grivilovitch**

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

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots (III.40).$$

Avec :  $T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (III.41).$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (III.42).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (III.43).$$

$T_0$  : taux d'abrasion (t/Km<sup>2</sup>/an).

$T_{sp}$  : le taux de la production annuel des matériaux en (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/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 bassin versant  $Z=0.3$  ( source ANBT).

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle (mm).

$t$  : Température moyenne annuelle (°C).  $t=22.58^{\circ}C$

$P$  : Périmètre du bassin versant (Km).  $P=76.7$  km.

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).  $L=28.37$  km.

$H_{moy}$  : Altitude moyenne (km).  $H_{moy}=1.455$  km.

On trouve :

$$T = 2.50$$

$$T_{sp} = 363 \text{ Km}^2/\text{an}$$

$$G_{rm} = 1.33t/m^3$$

$$T_0=482.79 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

**d) Formule de Sogreah**

$$T_s = \alpha . P^{0.15} \dots\dots\dots (III-44)$$

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

$P$ :Pluie moyenne annuelle (en mm).

$$T_s = 815, 59 \text{ t/Km}^2/\text{an}.$$

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

- Les digues de décantations ;
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'oued en amont de la retenue.

La bande forestière est à réaliser sur deux cotés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ. Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée. La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m environ.

**III-4-4-1 Calcul du volume mort : [3]**

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

↳ **Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{Es.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec T : Durée de vie du barrage (50 ans);

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

S : Surface du bassin versant (174.33 Km<sup>2</sup>).

$$V_m = 0.18 \text{ hm}^3$$

**a) Formule de Tixeront**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.46).$$

Avec :  $Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (III.47).$

$Q_s$  : Le débit solide (t/an)

$\gamma_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$ ).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

Ts : Transport solide (t/Km<sup>2</sup>/an).

S : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

A.N :  $Q_s = 551.36 * 174.33 = 96118.59$

$$V_m = 1.10 * \frac{96118.59 * 50}{1.6} = 3.30$$

$$V_m = 3.30 \text{ hm}^3$$

**b) Formule de Grivilovitch**

Les volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_m = \frac{T_0 * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.48).$$

Avec : T<sub>0</sub>: taux d'abrasion (t/Km<sup>2</sup>/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

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

$\gamma_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$ ).

A.N :  $V_m = \frac{482.79 * 50 * 174.33}{1.6} = 2.63$

$$V_m = 2.63 \text{ hm}^3$$

**Tableau III.20** : récapitulatif des résultats de calcul du volume mort.

Formule	Volume mort pour 50 ans (hm <sup>3</sup> )
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0.18
Tixeront	3.30
Grivilovitch	2.63

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de T'ixeront donc le volume mort estimé à 50ans de service est **3.30 hm<sup>3</sup>**.

**III-5 Etude des crues : [1]**

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Bouzina, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

**a). Formule de Giandotti**

$$Q_{\max p\%} = \frac{160.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots (III-49)$$

$Q_{\max (\%)}$ : Débit maximum de crue en m<sup>3</sup>/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

$S$ : Superficie du bassin versant.

$L$ : Longueur du talweg principal.

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$ : Altitudes moyennes et minimales (en m).

$P_{tc}$ : Pluies de courte durée.

$$Q_{\max p\%} = 6859.11.81P_{ct}$$

**Tableau III.21** Résultats du calcul (**Giandotti**)

<b>Période de retour</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>1000</b>
<b><math>P_{ct}</math> (mm)</b>	42.70	49.80	56.60	65.40	72.00	94.10
<b><math>Q_{\max p\%}</math>:(m<sup>3</sup>/s)</b>	292.88	341.58	388.23	448.59	493.86	645.44

**b). Formule de Sokolovski**

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} \cdot F \dots\dots\dots (III-50)$$

$S$ : Superficie du bassin versant.

$P_{tc}$ : Pluies de courte durée.

$T_c$ : Temps de concentration.

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement du bassin versant

$F$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

$$F = \frac{12}{4+3\gamma}$$

**Tableau III.22** : valeurs de  $\gamma$

Condition	-
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km <sup>2</sup>	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend :  $\gamma = 3$  D'où :  $F = 0.92$

**Tableau III.23** valeurs de  $\alpha$  %

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
<b><i>Pct(mm)</i></b>	25.98	30.30	34.44	39.79	43.81	57.25
<b><math>\alpha</math> %</b>	0,18	0,23	0,26	0,30	0,32	0,39

$Q_{\max p\%} = 2455.57. Pct. \alpha \%$

**Tableau III.24** valeurs de  $Q_{\max p\%}$  (Formule de Sokolovski)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
<b><i>Pct(mm)</i></b>	25.98	30.30	34.44	39.79	43.81	57.25
<b><math>Q_{\max p\%} : (m3/s)</math></b>	63.80	74.41	84.57	97.71	107.58	140.58

**c). Formule de Mallet-Gauthier:**

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}). \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (III.51)$$

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

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle.

S : Superficie du bassin versant [Km<sup>2</sup>].

L : Longueur du talweg principal [Km].

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

A : Coefficient Régional pris égal a 20

T : Période de retour [an].

$$Q_{\max p\%} = 161.31 \sqrt{1 + 4 \log T - 2.24}$$

**Tableau III.25** valeurs de  $Q_{\max p\%}$  (*Formule de Mallet-Gauthier*)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
$Q_{\max p\%}$ :(m <sup>3</sup> /s)	201.21	267.99	321.17	380.22	419.41	529.14

**d). Formule de POSSENTI**

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{Lp} \dots\dots\dots (III-52)$$

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

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

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

$$Q_{\max p\%} = 4608.65 P_{\max p\%}$$

**Tableau III.26** valeurs de  $Q_{\max p\%}$  (*Formule de POSSENTI*)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
$P_{\max p\%}$	42.7	49.8	56.6	65.4	72.0	94.1
$Q_{\max p\%}$ :(m <sup>3</sup> /s)	196.79	229.51	260.85	301.41	331.82	433.67

**e). Formule d'Alexeev:**

$$Q_{\max \%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (III-53)$$

Tableau III.27 valeurs de  $Q_{\max p\%}$  (Formule d'Alexeev)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
$P_{ct}(mm)$	42.70	49.80	56.60	65.40	72.00	94.10
$Q_{\max p\%}:(m^3/s)$	50.74	62.29	73.89	89.59	101.84	145.52

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

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
<b>Giandotti</b>	292.88	341.58	388.23	448.59	493.86	645.44
<b>Sokolovsky</b>	63.80	74.41	84.57	97.71	107.58	140.58
<b>Mallet-Gautier</b>	201.21	267.99	321.17	380.22	419.41	529.14
<b>Alexeev</b>	50.74	62.29	73.89	89.59	101.84	145.52
<b>Possenti</b>	196.79	229.51	260.85	301.41	331.82	433.67

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Possenti** car elle est la plus proche de la moyenne

Tableau III.29 Débits fréquentielles calculés

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	2	5	1	0.1
$Q_{\max} (m^3/s)$	196.79	229.51	260.85	301.41	331.82	433.67

### III-5-1 Hydrogramme de crue: [1]

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

- Volume de la crue;
- Durée de la crue;
- Débit maximum de la crue (débit de pointe).

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

↳ Pour le temps de montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III-54)$$

↳ Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.55)$$

$Q_{\text{max}}$  (%): Débit maximum de fréquence donnée.

$Q_t$ : Débit instantané au moment (t).

$t_m, t_d$ : Temps de montée et de décrue.

Temps de base:  $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que:  $t_d = 2t_m$ , et  $t_m = t_c$ .

$$t_m = t_c = 5.08 \text{ h}$$

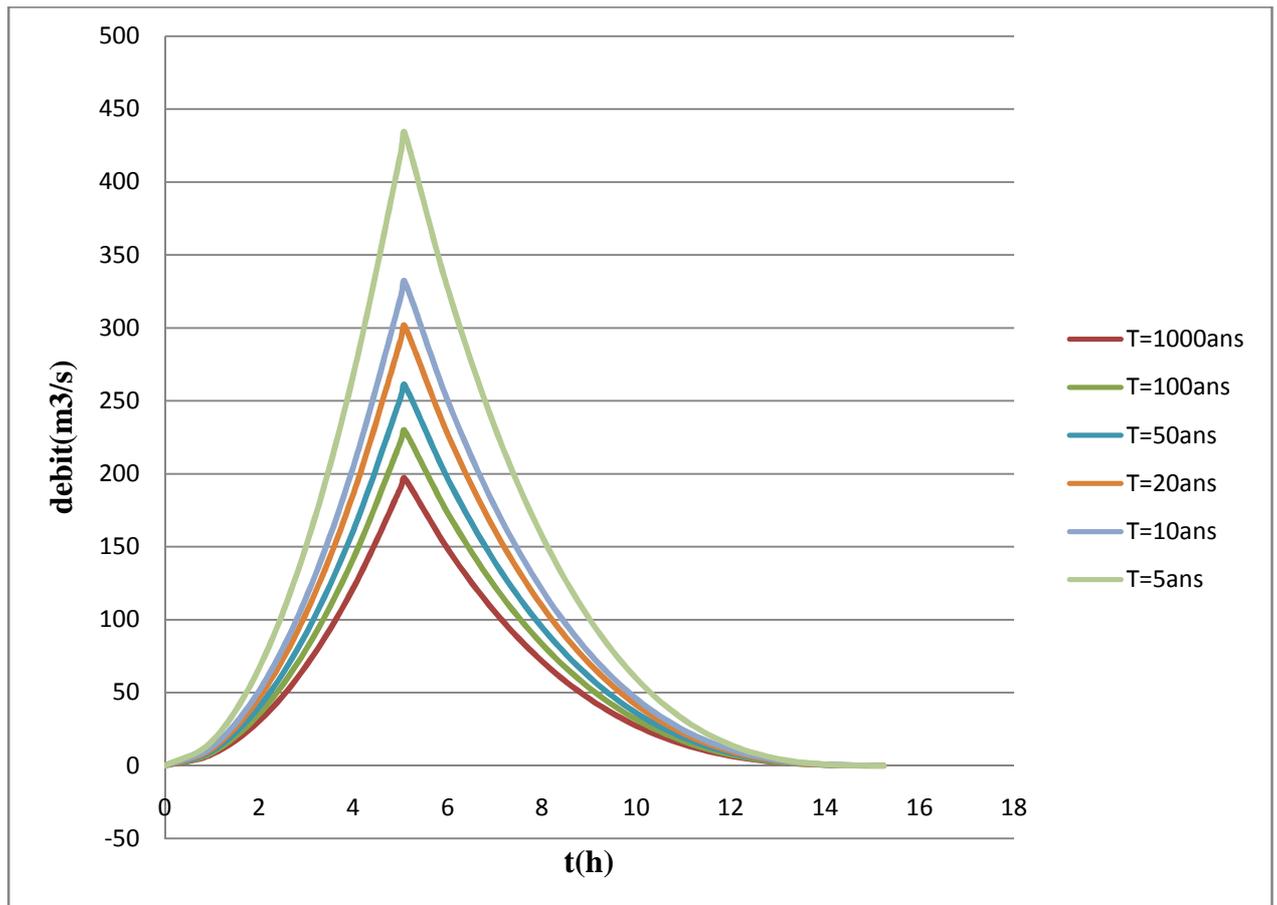
$$t_d = 2 t_m = 10.16 \text{ h}$$

$$t_b = t_m + t_d = 15.24 \text{ h}$$

Tableau III.30 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de crue

-	Débits de crues des périodes de retour					
Temps	Q (5 ans)	Q (10ans)	Q (20ans)	Q (50ans)	Q(100ans)	Q(1000ans)
(h)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	7.63	8.89	10.11	11.68	12.86	16.80
2,00	30.50	35.57	40.43	46.72	51.43	67.22
3,00	68.63	80.04	90.97	105.12	115.72	151.24
4,00	122.01	142.30	161.73	186.87	205.73	268.87
5,00	190.64	222.34	252.70	291.99	321.45	420.12
5.08	196.79	229.51	260.85	301.41	331.82	433.67
6,00	148.03	172.64	196.21	226.72	249.60	326.21
7,00	104.98	122.43	139.15	160.79	177.01	231.34
8,00	71.21	83.05	94.39	109.07	120.07	156.93
9,00	45.59	53.17	60.43	69.83	76.87	100.47
10,00	27.00	31.49	35.79	41.35	45.52	59.49
11,00	14.30	16.68	18.96	21.91	24.12	31.52
12,00	6.38	7.44	8.46	9.77	10.76	14.06
13,00	2.11	2.46	2.80	3.23	3.56	4.65
14,00	0.36	0.42	0.47	0.55	0.60	0.79
15,00	0.003	0.003	0.003	0.004	0.004	0.006
15.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Les hydrogrammes de crues sont représentés dans la figure III-14.



**Figure III-14 : Hydrogramme de crue**

### III-5-2 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

### III-5-3 Détermination de l'hydrogramme de crue par la méthode de l'hydrogramme synthétique

Cette méthode développée par Larrieu est basée sur la concentration des eaux du bassin versant et le tracé des isochrones. Elle admet les hypothèses suivantes :

- Répartition uniforme de l'averse génératrice de la crue sur le bassin versant ;
- La vitesse de transfert des eaux est constante de l'amont à l'aval ;
- La formule de Giandotti reste valable pour le calcul du temps de concentration ;
- La pluie efficace est calculée à partir d'une réduction des pertes ;

La construction de l'hydrogramme de crue probable passe par la détermination du débit maximum correspondant.

### III-5-3-1 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

$V_m$  : vitesse moyenne de l'écoulement

Le réseau isochrone est représenté dans la figure II-14

### III-5-3-2 Les surfaces débitantes

C'est les surfaces comprises entre deux courbes isochrones elles sont tirées à partir du tracé du réseau isochrone par planimétrie et il est représenté dans le tableau III-31.

**Tableau III.31** Surfaces débitantes

Désignation	Temps (h)	Surface (km <sup>2</sup> )	S débitante
S1	1	21.17	21.17
S2	2	43.14	64.31
S3	3	31.03	95.34
S4	4	41.65	136.99
S5	5.08	37.23	174.22

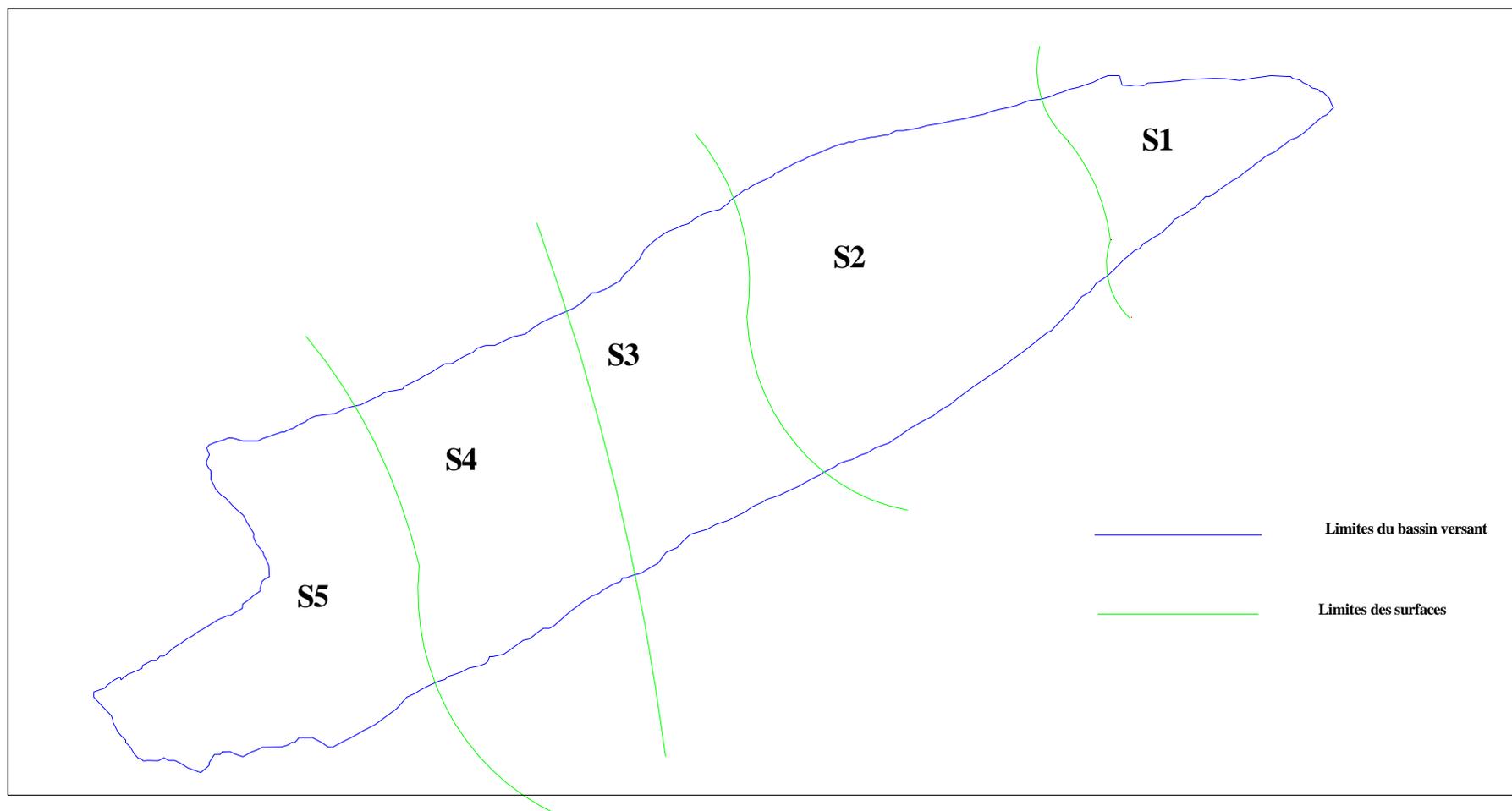


Figure III-15. Réseau isochrone du bassin versant

**III-5-3-3 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 :

$$I_{eff} = \frac{P_{eff}}{T} \dots\dots\dots (III.56)$$

$$P_{eff} = P_{nette} - D \dots\dots\dots (III.57)$$

$$P_{nette} = P_{max p\%} = P_{max j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{0.31} \dots\dots\dots (III.58)$$

$$Q_{max 1\%} = \frac{1}{3,6} . I_{eff} . S_{max} \dots\dots\dots (III.59)$$

D : le déficit d'écoulement, il est estimé à 10% de la lame écoulée

**Tableau III.32** Détermination du débit max probable  $Q_{max p}$

$S_{max}$	T	$P_{nette}$	D= 10%	$P_{eff}$	$I_{eff}$	$Q_{max}$
(km <sup>2</sup> )	(h)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm/h)	(m <sup>3</sup> /s)
21.17	1	26.88	2.69	24.19	24.19	142.25
64.31	2	33.33	3.33	30.00	15.00	267.96
95.34	3	37.79	3.78	34.01	11.34	300.32
136.99	4	41.31	4.13	37.18	9.30	353.70
174.22	5.08	44.49	4.45	40.04	7.88	381.35

**III-5-3-4 Calcul des ordonnées de l'hydrogramme synthétique**

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

$$Q_{max p\%} = \frac{I_{eff max} \sum_{i=1}^n S_i}{3.6} = a \sum_{i=1}^n S_i \dots\dots\dots (III.60)$$

Tableau III.33 Ordonnées de l'hydrogramme de crue synthétique

Durée de l'averse h	$\sum S_i$ Si	$\sum S_i$ Km <sup>2</sup>	Q <sub>max1%</sub> m <sup>3</sup> /s
0	0	0	0
1	S1	21.17	46.36
2	S1+S2	64.31	140.84
3	S1+S2+S3	95.34	208.79
4	S1+S2+S3+S4	136.99	300.01
5.08	S1+S2+S3+S4+S5	174.22	381.35
6	S2+S3+S4+S5	153.05	335.18
7	S3+S4+S5	109.91	240.70
8	S4+S5	78.88	172.75
9	S5	37.23	81.53
10.16	0	0	0

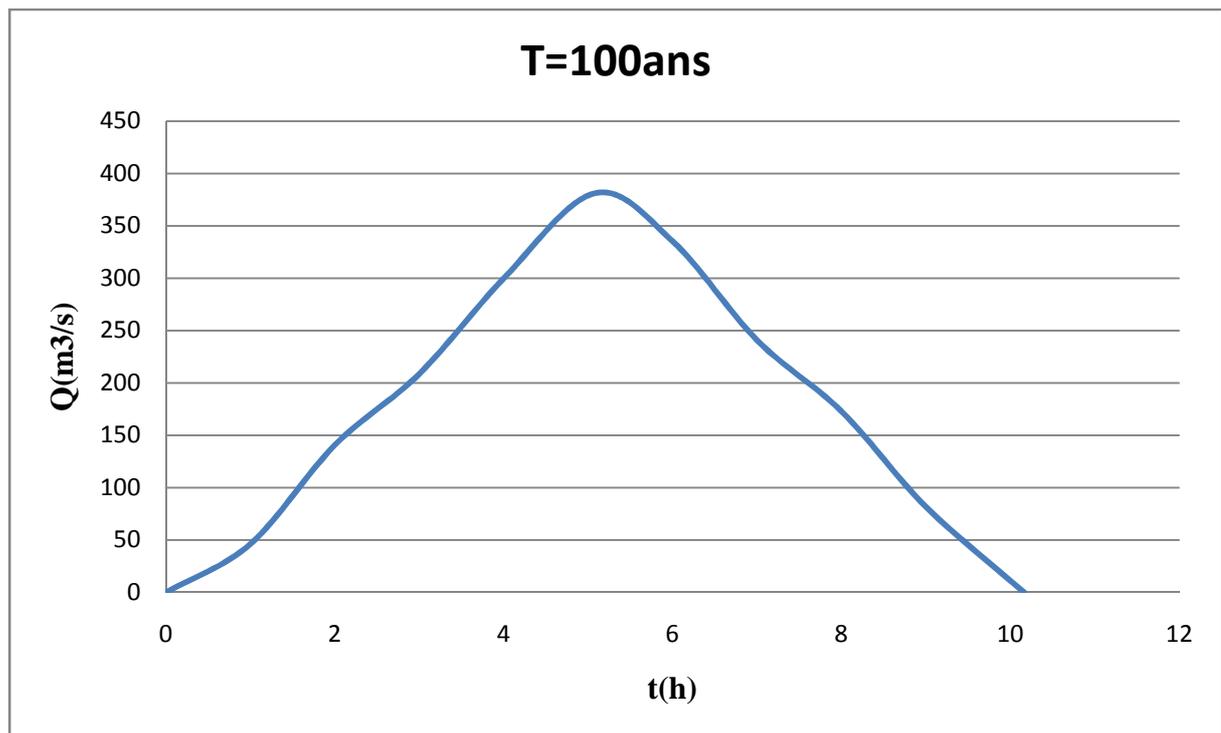


Figure III-16. Hydrogramme synthétique pour la crue centennale

Q (1%) crue de projet = 381.35 m<sup>3</sup>/s

**III-6 Régularisation: [2]**

L'étude de régulation vise à établir la relation Cote de retenue normale-degré de satisfaction des demandes AEP et Irrigation, afin de proposer un volume utile de retenue.

**III-6-1 Répartition mensuelle de l'apport A80%**

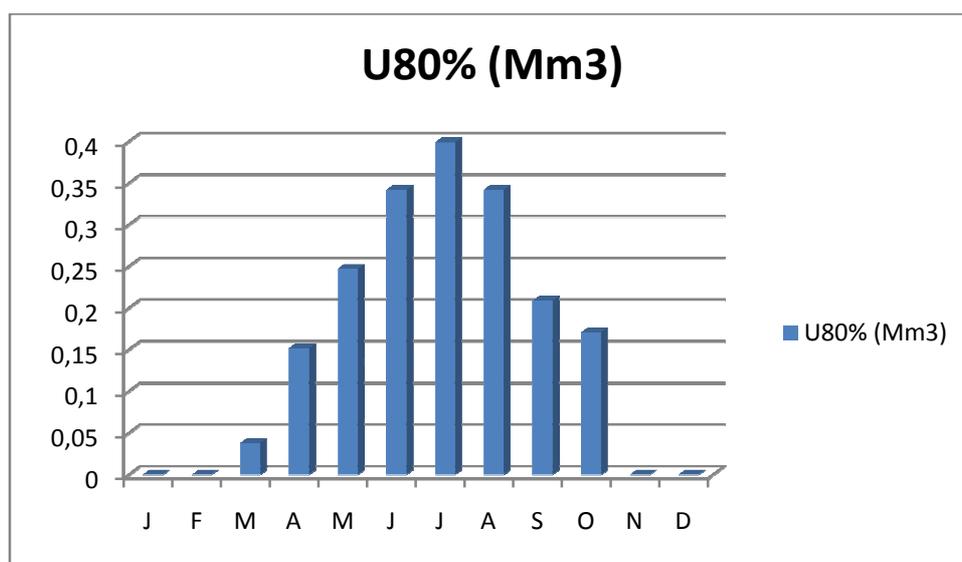
**Tableau III.34** : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
$A_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.282	0.213	0.255	0.243	0.201	0.220	0.233	0.234	0.257	0.158	0.024	0.090
$A_{80\%}$ (%)	11,73	8,87	10,64	10,14	8,37	9,16	9,71	9,77	10,76	5,71	1,01	4,06

**III-6-2 Répartition des besoins**

**Tableau III-35** Répartitions saisonnières des demandes, Source [ANBT]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	total
$U_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.00	0.00	0.038	0.152	0.247	0.342	0.399	0.342	0.209	0.171	0.00	0.00	1.9
$U_{80\%}$ (%)	00	00	2.0	8.0	13	18	21	18	11	9	0.0	0.0	100



**Figure III-17** : Répartitions mensuelle des besoins

**III-6-3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»: [2]**

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 985 m et la cote maximale est 1040m, soit à priori une hauteur de 55m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

$\Delta H$ : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

$\Delta V$ : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en  $m^3$ .

**Tableau III.36** Courbes topographiques et volumétriques.

côte(m)	H(m)	S (ha)	S <sub>moy</sub> (ha)	ΔH(m)	ΔV (hm3)	V (hm3)
985	0	0.00	0.175	5	0.0088	0
990	5	0.35	1.640	5	0.0820	0.0088
995	10	2.93	5.300	5	0.2650	0.0908
1000	15	7.67	11.075	5	0.5537	0.3558
1005	20	14.48	19.605	5	0.9802	0.9095
1010	25	24.73	29.890	5	1.4945	1.8920
1015	30	35.05	42.385	5	2.1192	3.3865
1020	35	49.72	56.735	5	2.8367	5.5058
1025	40	63.75	71.985	5	3.5992	8.3425
1030	45	80.22	89.665	5	4.4833	11.4917
1035	50	99.11	109.555	5	5.4778	16.4250
1040	55	120.00				21.9027

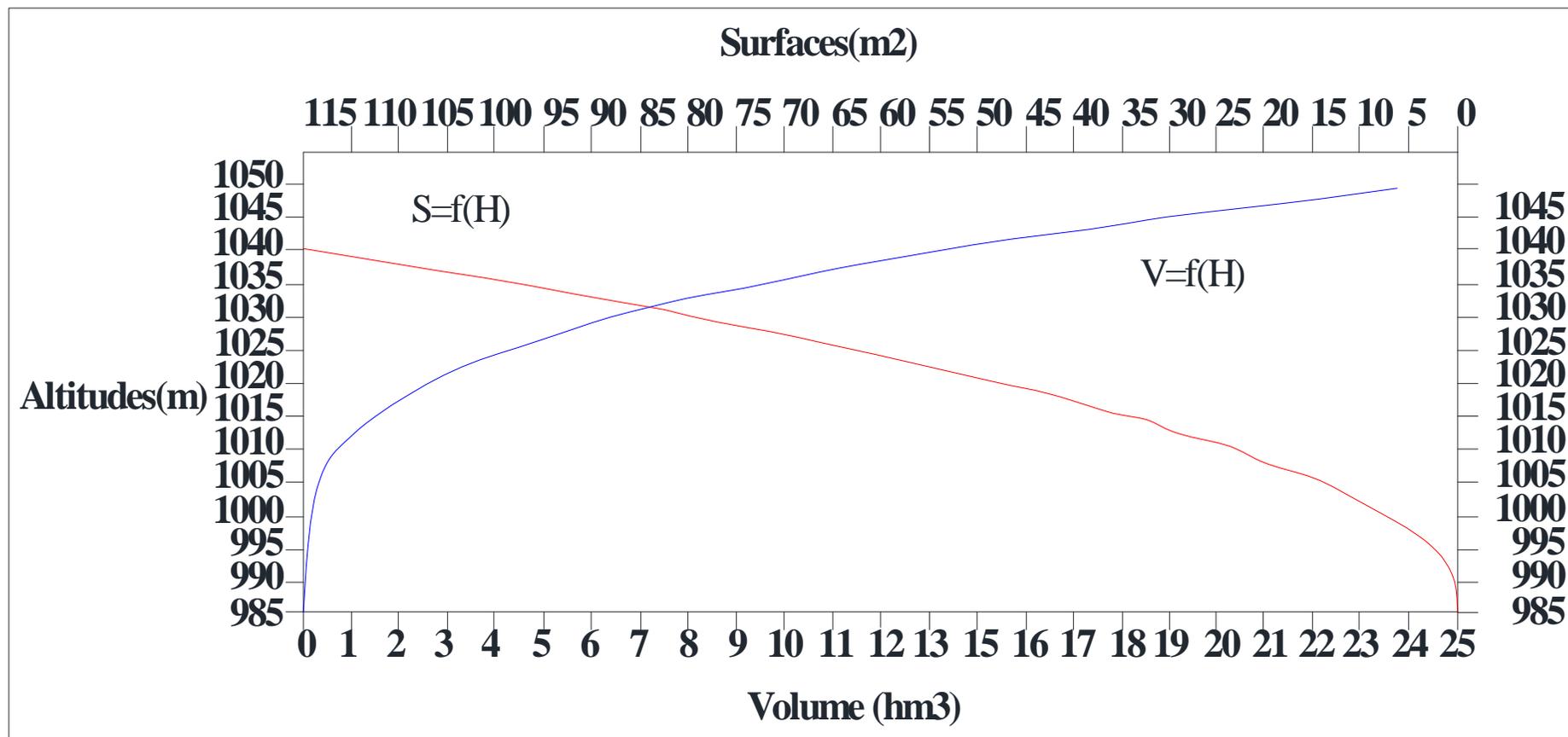


Figure III-18: Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

**III-6-4 Calcul du volume utile : [2]**

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

- **Procédé de calcul**

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

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

Avec :

$V_{rf}$  : Volume de remplissage final.

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

**III-6-4-1 Détermination de la période à bonne hydraulicité**

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+).

**Tableau III.37** : Détermination de la période à bonne hydraulicité.

mois	Jan	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
$A_{80\%}$	0.201	0.220	0.233	0.234	0.257	0.158	0.024	0.090	0.282	0.213	0.255	0.243
$U_{80\%}$	0.00	0.00	0.038	0.152	0.247	0.342	0.399	0.342	0.209	0.171	0.00	0.00
$A_{80\%} - U_{80\%}$	+0.20 1	+0.22 0	+0.19 5	+0.08 2	+0.01 0	- 0.184	- 0.375	- 0.252	+0.07 3	+0.04 2	+0.25 5	+0.243

D'après ce tableau : la période à bonne hydraulicité est celle du mois **Sept** jusqu'au mois **Mai**.

**III-6-4-2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes : [2]**

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR.

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

**✓ 1<sup>ère</sup> Consigne d'exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à le restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

**✓ 2<sup>ème</sup> Consigne d'exploitation**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

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

Tableau III.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A <sub>80%</sub>	U <sub>80%</sub>	A <sub>80%</sub> - U <sub>80%</sub>	1ère consigne			2ème consigne		
				V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S	V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S
Sep	0.282	0.209	<b>0.073</b>	3.373	3.300	-	-	3.300	-
Oct	0.213	0.171	<b>0.042</b>		3.373	-	3.227	3.300	0.073
Nov	0.255	0.00	<b>0.255</b>	3.415	3.415	-	3.258	3.258	0.042
Déc	0.243	0.00	<b>0.243</b>	3.3.670	3.670	-	3.045	3.300	0.255
Jan	0.201	0.00	<b>0.201</b>	3.913	3.913	-	3.160	3.300	0.140
Fév	0.220	0.00	<b>0.220</b>	4.114	4.111	0.003	3.403	3.403	-
Mar	0.233	0.038	<b>0.195</b>	4.331	4.111	0.220	3.604	3.604	-
Avr	0.234	0.152	<b>0.082</b>	4.306	4.111	0.195	3.824	3.824	-
Mai	0.257	0.247	<b>0.01</b>	4.195	4.111	0.082	4.019	4.019	-
Juin	0.158	0.342	-0.184	4.121	4.111	0.010	4.101	4.101	-
Juil	0.024	0.399	-0.375	3.927	3.927	-	4.111	4.111	-
Aou	0.090	0.342	-0.252	3.552	3.552	-	3.927	3.927	-
				3.300	3.300	-	3.552	3.552	-
				<b>S</b>		<b>0.500</b>	3.300	3.300	<b>0.500</b>

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

Excédent:  $S=A_{80\%}-U_{80\%} = 2.40-1.9 =0.500 \text{ Mm}^3$       **S=0.500 Mm<sup>3</sup>**

$V_s=1.321 \text{ Mm}^3$  et  $V_d=0.811\text{Mm}^3$  ;  $V_s > V_d$  donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors :  $V_u = V_d = 0.811 \text{ Mm}^3$

$V_u = 0.811 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.811 + 3.300 = 4.111 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 4.111 \text{ Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 1016.71 \text{ m NGA.}$$

**III-6-4-3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes : [2]**

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

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

**a) Pertes par évaporation : [2]**

On a:  $V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{II.61}).$

$V_{\text{ep}}$  : Volume perdu par évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{\text{moy}}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{\text{moy}}$ ), elle est déterminée sur la courbe  $S=f(V)$ . Cette courbe est représentée sur la figure II.15.

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

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

**b) Pertes par infiltration : [2]**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

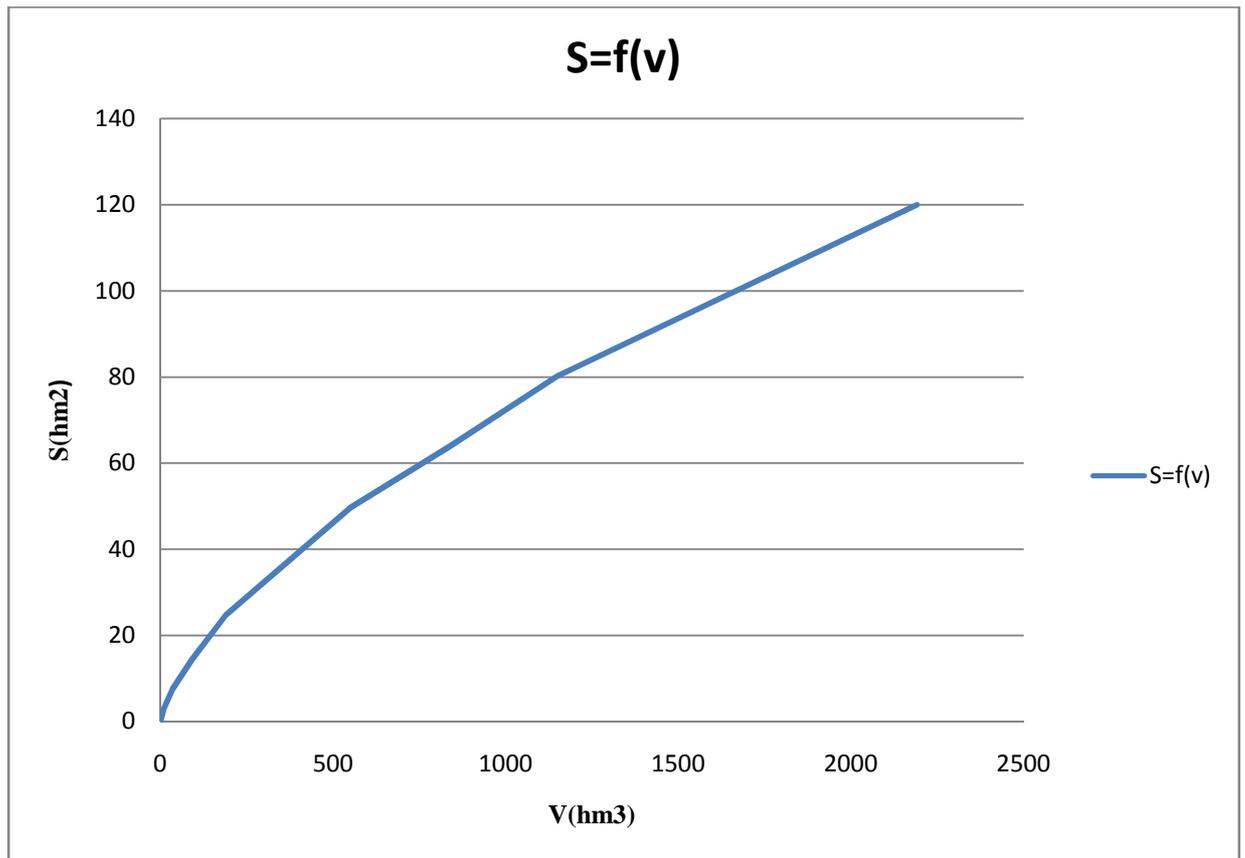
$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots(\text{II.62}).$$

$V_{\text{inf}}$  : Volume perdu à cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

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



**Figure III.19** : courbe volumétrique ( $S=f(V)$ ).

**Tableau III.39** : valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques

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

$$\delta = 0,75\% = 0.0075.$$

Tableau III.40 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	$V_{\text{moy}}$ (Mm <sup>3</sup> )	$S_{\text{moy}}$ (Mm <sup>2</sup> )	Es mm	$V_{\text{ep}}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{\text{inf}}$ (Mm <sup>3</sup> )	$\pi = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$ (Mm <sup>3</sup> )
Sep	0.690	0.118	151	0.0178	0.000052	0.0179
Oct	0.746	0.125	92	0.0112	0.000052	0.0113
Nov	0.870	0.140	49	0.0069	0.000065	0.0070
Déc	1.070	0.162	32	0.0052	0.000081	0.0053
Jan	1.163	0.171	33	0.0056	0.000087	0.0057
Fév	1.163	0.171	47	0.0081	0.000087	0.0082
Mar	1.163	0.171	87	0.0149	0.000087	0.0150
Avr	1.163	0.171	131	0.0224	0.000087	0.0225
Mai	1.163	0.171	174	0.0298	0.000087	0.0299
Jun	1.110	0.166	213	0.0354	0.000083	0.0355
Jul	0.930	0.147	241	0.0354	0.000070	0.0355
Aou	0.727	0.122	213	0.0260	0.000055	0.0261

Tableau III.41 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	$\pi$ (Mm <sup>3</sup> )	A <sub>80%</sub> - (U <sub>80%</sub> + $\pi$ ) (Mm <sup>3</sup> )	1ère consigne			2ème consigne		
					V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S	V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S
Sep	0.282	0.209	0.0179	<b>0.055</b>	3.355	3.300	-	-	3.300	-
						3.355	-	3.245	3.300	0.055
Oct	0.213	0.171	0.0113	<b>0.031</b>	3.386	3.386	-	2.269	3.300	0.031
Nov	0.255	0.00	0.0070	<b>0.248</b>	3.634	3.634	-	3.096	3.300	0.204
Déc	0.243	0.00	0.0053	<b>0.238</b>	3.872	3.872	-	3.344	3.344	-
Jan	0.201	0.00	0.0057	<b>0.195</b>	4.278	4.228	0.050	3.777	3.777	-
Fév	0.220	0.00	0.0082	<b>0.211</b>	4.408	4.228	0.180	3.988		-
Mar	0.233	0.038	0.0150	<b>0.180</b>	4.288	4.228	0.060	4.168		-
Avr	0.234	0.152	0.0225	<b>0.060</b>	4.208	4.208	-	4.288	4.228	-
Mai	0.257	0.247	0.0299	-0.020	3.988	3.988	-	4.208	4.208	-
Jun	0.158	0.342	0.0355	-0.220	3.578	3.578	-	3.988	3.988	-
Juil	0.024	0.399	0.0355	-0.410	3.300	3.300	-	3.578	3.578	-
Aout	0.090	0.342	0.0261	-0.278	S		<b>0.278</b>	3.300	3.300	<b>0.278</b>

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

Excédent:  $S' = A_{80\%} - U_{80\%} - \Pi = 2.40 - 1.9 - 0.222 = 0.278 \text{ Mm}^3$

**$S' = 0.278 \text{ hm}^3$**

$V_s = 1.218 \text{ Mm}^3$  et  $V_d = 0.928 \text{ Mm}^3$  ;  $V_s > V_d$  donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors :  $V'_u = V_d = 0.928 \text{ Mm}^3$

**$V'_u = 0.928 \text{ hm}^3$**

Le volume normal de la retenue sera :

$V'_{\text{NNR}} = V'_u + V_m = 0.928 + 3.300 = 4.228 \text{ Mm}^3$

**$V'_{\text{NNR}} = 4.228 \text{ hm}^3$                       **NNR = 1016.99 m NGA.****

**III-6-4-4 Régularisation Interannuelle : [5]**

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

- ✓ Méthode de Kristly-Menkel.
- ✓ Méthode de Pléchkov-Svaizdé.

**a) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel: [5]**

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit  $K_i = Q_i/Q_0$  et un coefficient de régularisation  $\alpha$ .

On a :  **$V_{u_{\text{int}}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_0 = V_s + V_{\text{int}}$  ..... (III.63).**

Avec :

$W_0$  : apport moyen interannuel.

$\beta_s$  : composante saisonnière du volume utile.

$\beta_{\text{plur}}$  : composante pluri-annuelle du volume utile.

**✓ La composante saisonnière  $\beta_s$  est égale : [5]**

**$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}})$  ..... (III.64).**

**$T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12}$  ..... (III.65).**

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de régularisation.

$T_{ét}$  : Période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{ét}$  : Nombre de mois ou  $Q_i$  est inférieur à  $Q_0$ .

$$W_{ét} = \frac{\sum_1^{N_{ét}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \dots\dots\dots (III.66).$$

Avec :  $W_{ét}$  : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_1^{N_{ét}} W_m$  : Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_1^{12} W_{pm}$  : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

✓ **La composante pluri-annuelle est égale : [5]**

$$\beta_{Plur} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) . n] \dots\dots\dots (III.67).$$

Avec :  $\alpha$  : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$  : Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$$K_{p\%}^{(n)} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1$$

Avec :  $C_v$  : Coefficient de variation

$F_{p\%}$  : la probabilité en fonction de  $P_{\%}$  et  $C_s$

$$C_v^{(n)} = \frac{Cv}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{Cs}{\sqrt{n}}$$

Donc :  $\beta_{plur} = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) . n]$ .

✓ **Pour la composante saisonnière : [5]**

**Tableau III.42** : Détermination de la période d'étiage.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
$A_0$	0.30	0.33	0.35	0.36	0.39	0.21	0.04	0.15	0.42	0.32	0.38	0.37

Sachant que  $W_{moy} = 0.30 \text{ Mm}^3/\text{mois}$ .

Donc : la période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois aout.

Alors :  $N_{\text{ét}}=3$  d'où :  $T_{\text{ét}} = \frac{3}{12} = 0.25$   **$T_{\text{ét}}=0.25$**

$W_{\text{ét}} = \frac{0.40}{3.61} = 0.110$   **$W_{\text{ét}}= 0.110 \text{ Mm}^3$**

Pour un coefficient de régularisation  $\alpha=0.9$  on aura :

$\beta_s = 0.9(0.25 - 0.110) = 0.13$   **$\beta_s=0.13$**

$V_s = 0.13 * 3.61 = 0.47$   **$V_s=0.47 \text{ M m}^3$**

**Pour la composante pluri-annuelle : [5]**

D'après le tableau de calcul dans l'annexe 3.on trouve :  **$\beta_{\text{plur}}=1.78$**

$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} * W_0 = 1.78 * 3.61 = 6.43 \text{ Mm}^3$

**$V_{\text{plur}}=6.43 \text{ Mm}^3$**

Donc :  $V_{u_{\text{int}}} = 0.47 + 6.43 = 6.90 \text{ Mm}^3$   **$V_{u_{\text{int}}}=6.90 \text{ Mm}^3$**

$V_{\text{NNR}} = V_m + V_{u_{\text{int}}} = 3.30 + 6.90 = 10.20 \text{ Mm}^3$   **$V_{\text{NNR}}=10.20 \text{ Mm}^3$**

**$\text{NNR}=1027.60 \text{ m NGA}$**

**b) Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaizé : [5]**

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$V_{u_{\text{int}}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_0 \dots\dots\dots \text{(III.68)}$

Avec:

$\beta_s$  : Composante saisonnière.

$\beta_{\text{plur}}$  : Composante interannuel.

$W_0$  : Apport moyen interannuel.

La composante saisonnière est déterminée à partir des graphiques de Plechkov, connaissant (m et  $\alpha$ ).

m : la fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage égal  $W_{\text{ét}} / W_0 = 0.03$

On trouve  $\beta_s = 0.65$  donc  $V_s = \beta_s * W_0 = 2.35$

**$V_s = 2.35 \text{ Mm}^3$**

La composante interannuelle  $\beta_{plur}$  est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaidzé, cette composante  $\beta_{plur}$  est fonction de : (P%,  $\alpha$  Cv, Cs, r).

$\alpha$  : Coefficient de régularisation.

P% : Probabilité de garantie.

Cs : Coefficient d'asymétrie.

Cv : Coefficient de variation.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce coefficient est donné par le tableau de Radkovitch (tableau II.47).

**Tableau III.43** : tableau de Radkovitch  $r = f$  (module spécifique).

Module spécifique $M_0$ (l/s.km <sup>2</sup> )	>20	20-10	10-4	4-1	≤ 1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Pour notre cas :  $M_0=0.66$  l/s.km<sup>2</sup> on est dans la sixième catégorie (≤ 1) donc : **r =0.5**

P=80%

$\alpha=0,9$

Cv =0.42

Cs=2.03

On utilise les graphiques de Miloslovski pour la détermination de  $\beta_{plur}$

$$\beta_{plur} = 1.62$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} * W_0 = 1.62 * 3.61 = 5.85 \text{ Mm}^3 \quad \mathbf{V_{plur} = 5.85 \text{ Mm}^3}$$

$$\text{Donc : } V_{u_{int}} = 2.35 + 5.85 = 8.20 \text{ Mm}^3 \quad \mathbf{V_{u_{int}} = 8.20 \text{ Mm}^3}$$

$$V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}} = 3.30 + 8.20 = 11.50 \text{ Mm}^3 \quad \mathbf{V_{NNR} = 11.50 \text{ Mm}^3}$$

$$\mathbf{NNR = 1030.01 \text{ m NGA}}$$

**Conclusion**

On remarque après l'utilisation des deux méthodes que les résultats obtenus sont proches, pour notre étude on prend la valeur de la méthode de Pléchkov-Svaidzé :

$$\mathbf{V_{NNR} = 11.50 \text{ Mm}^3} \quad \mathbf{NNR = 1030.01 \text{ m NGA}}$$

**III-7 Laminage des crues : [2]**

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

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées a 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 a priori.

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

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

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots\dots\dots(III.69)$$

Avec :

Q: Débit entrant de la crue.

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

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

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

Avec : dh/dt : Vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul, on peut citer quelques unes:

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat.
6. Méthode de Black More

Dans notre étude on va utiliser la méthode de : **Kotcherine**.

**Méthode de Kotcherine : [2]**

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

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

**III-7-1 Estimation du débit de crue laminée : [2]**

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left( 1 - \frac{q_{lam}}{0.85Q\%} \right) \dots\dots\dots (III.70).$$

Avec :

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

$V_C$  : Volume de la crue correspondant au  $Q\%$  ( $m^3$ ).

$Q\%$  : Débit de la crue ( $m^3/s$ ).

$q_{lam}$  : Débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q_{\%} \cdot \left( 1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots(III.71).$$

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

**III-7-2 Estimation de la charge au dessus du déversoir : [2]**

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

$$q = m * b * \sqrt{2g} * H^{3/2} \dots\dots\dots (III.72).$$

Avec :

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

$g$  : Accélération de pesanteur;(g = 9,81m/s<sup>2</sup>).

$b$  : Largeur de déversoir(m).

$H$  : Charge sur le déversoir.

On a aussi :  $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (III.73).$

Avec :

$H_0$ : Charge globale.

$V_0$ : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec:  $S = b * (H+p)$

$P$  : Hauteur de pelle.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b". on fait varier H de (0.5 à 4 m) et b de (10 à 45 m).

**Tableau III.44 :** Données de départ pour la méthode de Kotcherine

données	-	Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Surface (m <sup>2</sup> )	Vitesse m <sup>2</sup> /s	V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )
G	9,81	40	0,5	30.70	20	1.54	359920
A	1	45	1,0	97.67	45	2.17	719840
2*g	19,62	50	1,5	199.37	75	2.66	1079760
(2.g) <sup>0,5</sup>	4,429	55	2,0	337.64	110	3.07	1439680
Q <sub>1%</sub>	381.35	60	2,5	514.76	150	3.43	1799600
V <sub>1%</sub>	6974129	65	3,0	733.06	195	3.76	2159520
m	0,49	70	3,5	994.82	245	4.06	2519440
		75	4,0	1302.26	300	4.34	2879360

**Tableau III.45 :** Détermination de H<sub>0</sub> et Q en fonction de b

H	V <sub>0</sub>	H <sub>0</sub>	debit m3/s							
			40	45	50	55	60	65	70	75
m	m/s	m								
0,5	1,53	0,62	42,40	47,67	52,98	58,28	63,58	68,97	74,17	79,63
1,0	2,17	1,24	119,88	134,85	149,85	164,82	179,80	195,10	209,77	225,22
1,5	2,66	1,86	220,24	247,74	275,28	302,81	330,34	358,40	385,39	413,74
2,0	3,07	2,48	339,04	381,42	423,83	466,20	508,58	551,81	593,34	636,99
2,5	3,43	3,10	473,84	533,07	592,30	651,53	710,76	771,17	829,22	890,23
3,0	3,76	3,72	622,88	700,74	778,60	856,46	934,32	1013,7	1090,0	1170,2
3,5	4,06	4,34	784,92	883,02	981,15	1079,2	1177,3	1277,4	1373,6	1474,6
4,0	4.34	4,96	959,00	1078,8	1198,7	1318,5	1438,4	1560,7	1678,2	1801,7

**Tableau III.46 :** Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H	V <sub>d</sub>	q <sub>lam</sub>	Débit (m <sup>3</sup> /s)							
			40	45	50	55	60	65	70	75
m	Mm <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /s								
0,5	359920	307,41	42,40	47,67	52,98	58,28	63,58	68,97	74,17	79,63
1,0	719840	290,69	119,88	134,85	149,85	164,82	179,80	195,10	209,77	225,22
1,5	1079760	273,96	220,24	247,74	275,28	302,81	330,34	358,40	385,39	413,74
2,0	1439680	257,23	339,04	381,42	423,83	466,20	508,58	551,81	593,34	636,99
2,5	1799600	240,5	473,84	533,07	592,30	651,53	710,76	771,17	829,22	890,23
3,0	2159520	223,78	622,88	700,74	778,60	856,46	934,32	1013,74	1090,0	1170,24
3,5	2519440	207,05	784,92	883,02	981,15	1079,2	1177,3	1277,45	1373,6	1474,66
4,0	2879360	190,32	959,00	1078,8	1198,7	1318,5	1438,4	1560,74	1678,2	1801,70

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation des graphes  $H=f(Q,q)$  et  $V_d=f(Q, q)$  comme montre les figures III.20 et III.21.

**Tableau III.47 :** Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur -m-	Hauteur -m-	Débit laminé (m <sup>3</sup> /s)
40	1.55	232.12
45	1.52	253.09
50	1.50	275.28
55	1.48	297.29
60	1.46	321.31
65	1.45	342.07
70	1.38	343.24
75	1.33	349.64

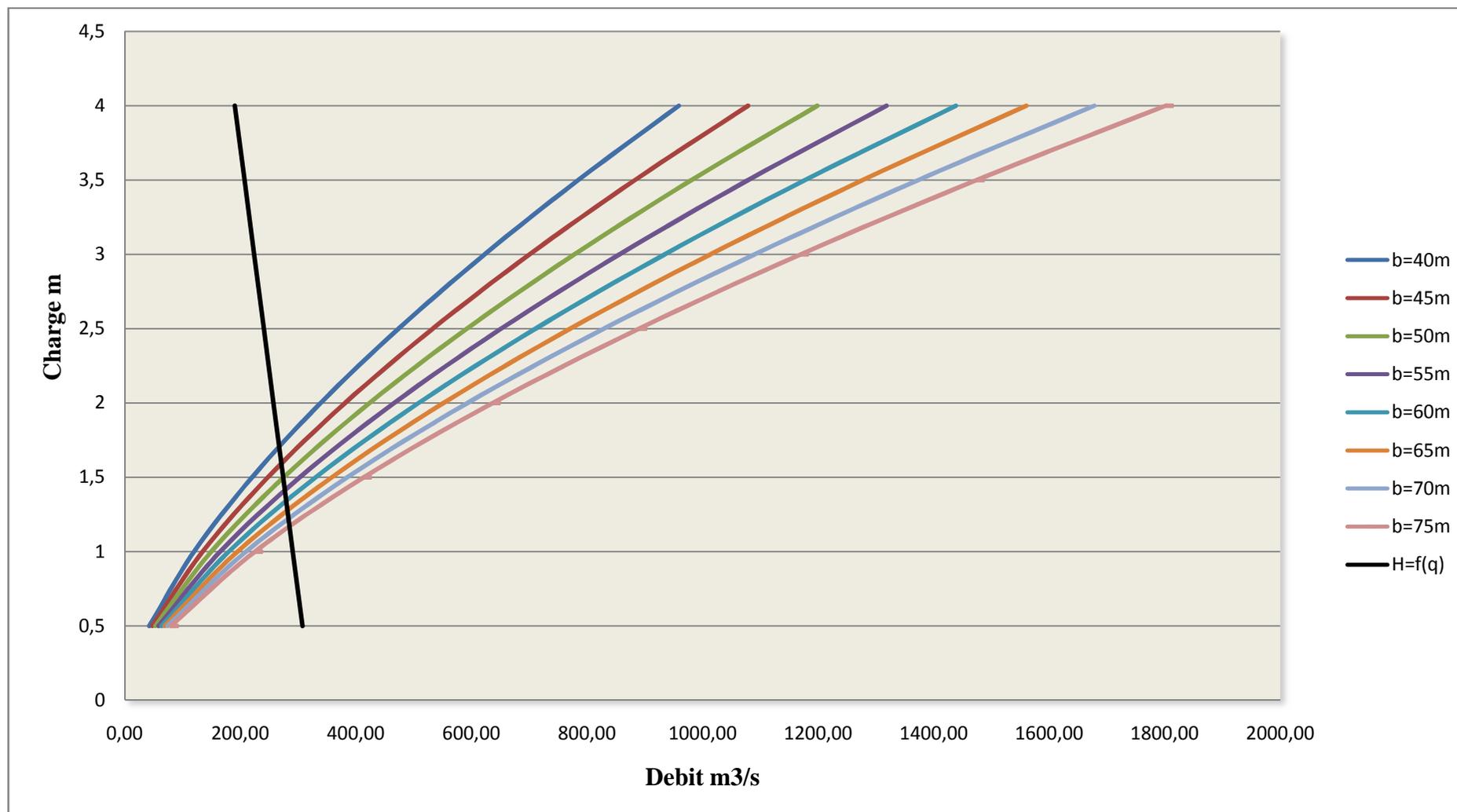


Figure III-20 : Courbes de laminage  $H= f(Q, q)$

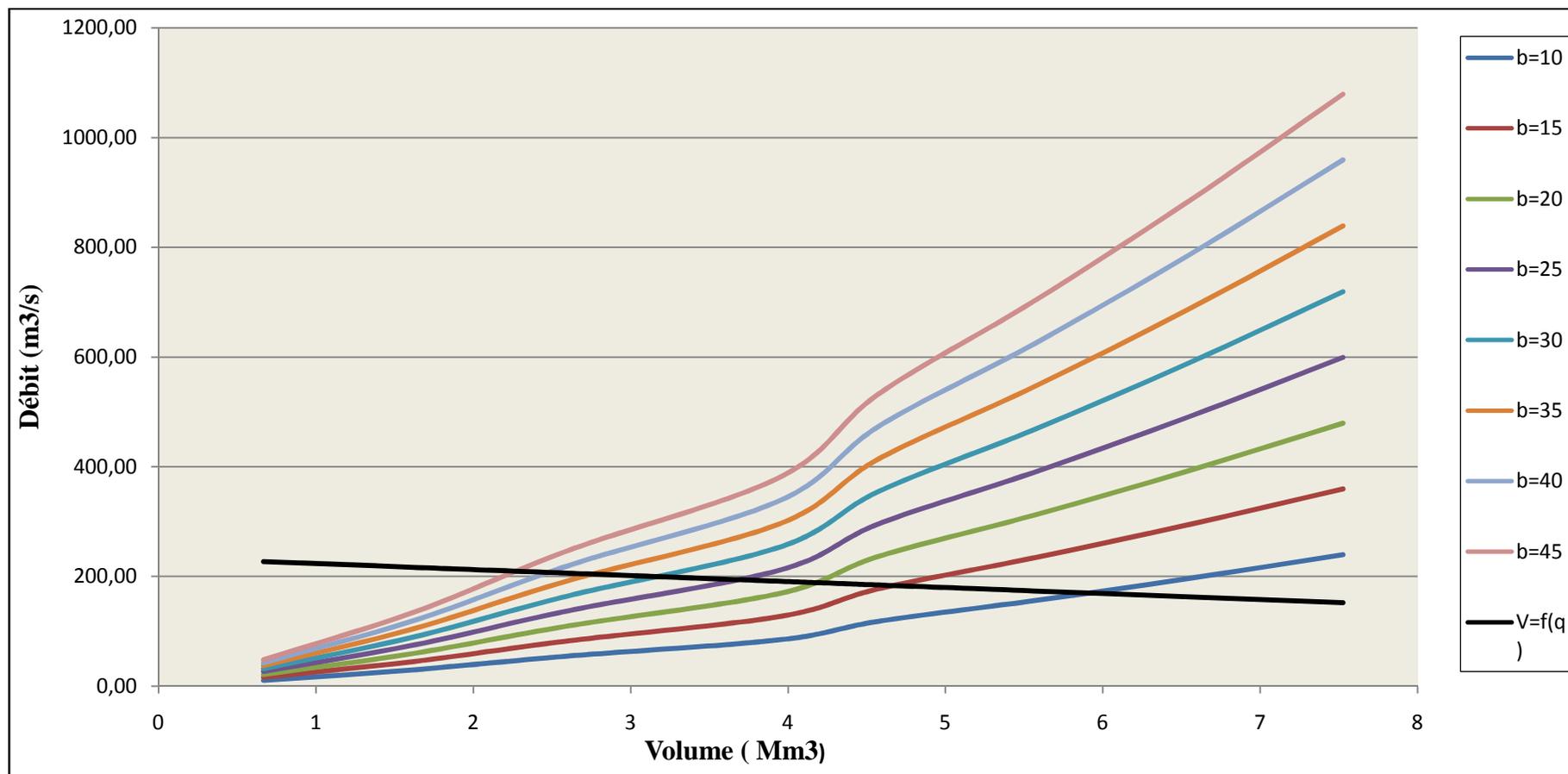


Figure III-21 : Courbes de laminage  $V_d=f(Q, q)$ .

**III-8 Etude d'optimisation**

L'étude d'optimisation a pour objectif de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

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

**III-8-1 Calcul du coût approximatif de la digue : [6]**

En premier lieu on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots(III.74).$$

Avec :  $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.75).$

$V_i$  : Volume du barrage à la cote  $i$ .

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$ , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (III.76).$$

$B_i$  : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots (III.77).$$

$m_1, m_2$  : Fruits des talus.

$b$  : Largeur en crête (m).

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$ , donnée par :

$$H_i = NNR - C_f + R + h_{dév} + t \dots\dots\dots (III.78).$$

$R$  : Revanche en (m).

$h_{dév}$  : Hauteur déversante (m).

**III-8-1-1 Calcul de la revanche : [6]**

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues  $H$ , de la vitesse du vent  $U$  et de la vitesse de propagation des vagues  $V$  dans la retenue. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.79).$$

Avec : H :Hauteur des vagues (m).

V :Vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

**a) Formule de Stevenson**

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.80).$$

Avec : F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 3.13 km).

**b) Formule de Molitor**

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U \cdot F} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (III.81).$$

Avec : U : Vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 23 Km/h.

**c) Formule de Mallet-Pacquant**

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.82).$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.83).$$

**Tableau III.48:** les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V ( m/s)	R (m)
<b>Stevenson</b>	1.47	4.44	2.11
<b>Molitor</b>	0.66	2.82	0.90
<b>Mallet-Pacquant</b>	1.08	3.66	1.49
<b>Simplifiée</b>	*	*	1.53

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2.5m**

**III-8-1-2 calcul de largeur en crête : [6]**

**a) Formule de Knapen**

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.84).$$

**b) Formule de F-Preece**

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.85).$$

c) Formule simplifiée :

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.86).$$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R \dots\dots\dots (III.87).$$

**Tableau III.49** : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

b (m)	$h_{dév}$ (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	$H_b$ (m)	$b_{cr}$ (Knappen)	$b_{cr}$ (Preece)	$b_{cr}$ (simplifiée)	$b_{cr}$ (moyenne)
40	1.55	232.12	50.06	11.68	8.78	10.27	10.24
45	1.52	253.09	50.03	11.67	8.78	10.26	10.23
50	1.50	275.28	50.01	11.67	8.77	10.26	10.23
55	1.48	297.29	49.99	11.66	8.77	10.26	10.23
60	1.46	321.31	49.97	11.66	8.77	10.25	10.23
65	1.45	342.07	49.96	11.66	8.77	10.25	10.23
70	1.38	343.24	49.89	11.65	8.76	10.25	10.22
75	1.33	349.64	49.84	11.64	8.76	10.25	10.21

On opte pour une largeur en crête :  $b_{cr}=10m$

**III-8-1-3 Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs :**

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

**Tableau III.50** : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m <sup>3</sup> )	Coût de la digue (M.DA)
40	180808.93	1012,53
45	180555.36	1011,11
50	180448.21	1010,51
55	180360.71	1010,02
60	180283.93	1009,59
65	180230.36	1009,29
70	180171.43	1008,96
75	180155.36	1008,87

**Remarque :** Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 1 et 0.8 mètres, et pour Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

**III-8-2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues**

**III-8-2-1 Coût du déversoir**

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier s’adapte mieux à la lame d’eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n’exerce pas d’effort sur le parement.

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 l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.88).$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot b \dots\dots\dots (III.89).$$

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

b : Largeur déversante (m).

**Tableau III.51 :** Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h <sub>dév</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coûts (DA)
1	40	1.55	1142.59	45703.57	255,94
2	45	1.52	1016.81	45756.43	266,26
3	50	1.50	1004.29	50214.29	281,20
4	55	1.48	961.75	52896.43	296,22
5	60	1.46	926.34	55580.36	311,25
6	65	1.45	896.52	58273.21	326,33
7	70	1.38	873.78	61164.29	342,52
8	75	1.33	854.38	64078.57	358,84

**III-8-2-2 Coût du coursier**

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

La longueur approximative du coursier est 35 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (III.90).$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (III.91).$$

**Tableau III.52 : récapitulatif des coûts du coursier**

largeur déversant (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	b <sub>c</sub> (m)	volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût (Millions DA)
40	232.12	8.84	13776.79	77,15
45	253.09	9.15	14428.57	80,80
50	275.28	9.46	15207.14	85,16
55	297.29	9.76	15994.64	89,57
60	321.31	10.06	16791.07	94,03
65	342.07	10.32	17596.43	98,54
70	343.24	10.33	18408.93	103,09
75	349.64	10.41	19230.36	107,69

Tableau III.53: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

Barrage N°	b (m)	h (m)	H <sub>b</sub> (m)	Digue (Millions.DA)	Déversoir (Millions.DA)	Coursier (Millions.DA)	Global (Millions.DA)
1	40	1.55	50.06	1012,53	255,94	77,15	1345,62
2	45	1.52	50.03	1011,11	266,26	80,80	1358,17
3	50	1.50	50.01	1010,51	281,20	85,16	1376,87
4	55	1.48	49.99	1010,02	296,22	89,57	1395,81
5	60	1.46	49.97	1009,59	311,25	94,03	1414,86
6	65	1.45	49.96	1009,29	326,33	98,54	1434,15
7	70	1.38	49.89	1008,96	342,52	103,09	1454,56
8	75	1.33	49.84	1008,84	358,84	107,69	1475,36

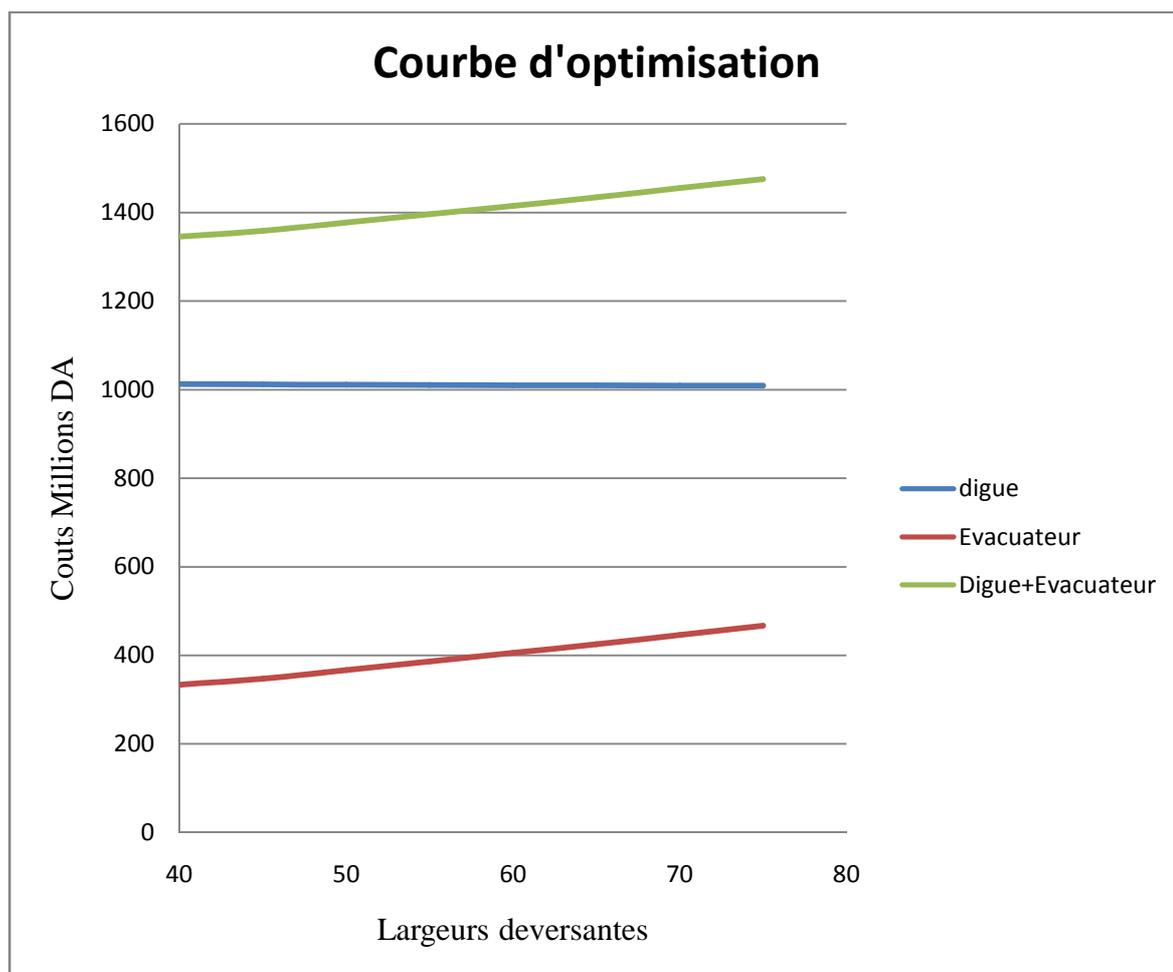


Figure III.22 : Courbe d'optimisation

**Conclusion**

Au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

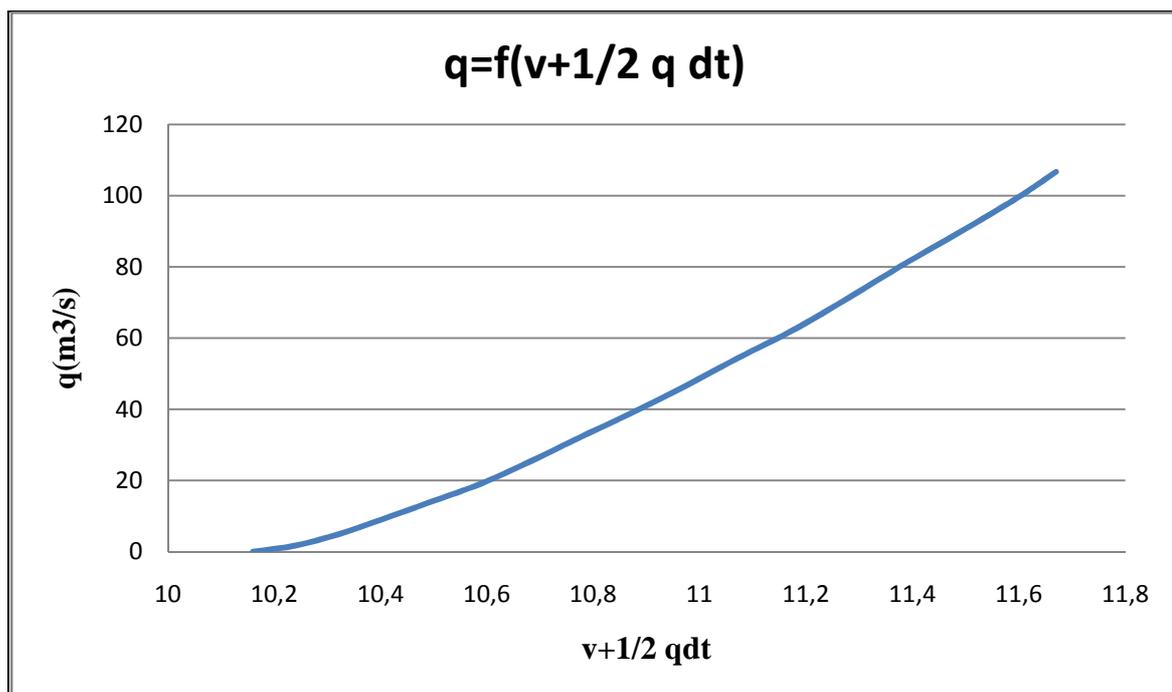
La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale «  $b = 55 \text{ m}$  » ce qui correspond à une hauteur déversée  $h=1.48\text{m}$  et un débit laminé  $Q = 297.29 \text{ m}^3/\text{s}$ . avec une hauteur du barrage  $H_b= 50\text{m}$ , à une cote en crête optimale de la digue égale à  $1033.99 \text{ m NGA}$ .

**III-8-3 laminage pour un déversoir de largeur  $b=55\text{m}$  : [2]**

Connaissant cette largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir en prenant un pas de 2 heures.

**Tableau III.54** : Volumes et débits déversants.

Courbe des débits déversants pour $b = 55 \text{ m}$					
Cotes (m)	Hd (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	1/2 qΔt (m <sup>3</sup> )	V(Mm <sup>3</sup> )	V+1/2qΔt(Mm <sup>3</sup> )
10 30.01	0,0	0,00	0.00	10.16	10.16
1030.11	0.1	1.72	6192	10.23	10.24
1030.21	0.2	4.85	17460	10.30	10.32
1030.31	0.3	8.92	32112	10.37	10.40
1030.41	0.4	13.73	49428	10.44	10.49
1030.51	0.5	19.18	69048	10.52	10.59
1030.61	0.6	25.25	90900	10.59	10.68
1030.71	0.7	31.78	114408	10.66	10.77
1030.81	0.8	38.82	139752	10.73	10.87
1030.81	0.9	46.32	166752	10.80	10.97
1030.91	1.0	54.25	195300	10.88	11.07
1031.01	1.1	62.60	225360	10.95	11.18
1031.11	1.2	71.32	256752	11.02	11.28
1031.21	1.3	80.42	289512	11.09	11.38
1031.31	1.4	89.87	323532	11.16	11.49
1031.49	1.48	99.67	358812	11.24	11.60



**Figure III.23 :** Courbe des débits déversants.

**Tableau III.55 :** Récapitulatif des caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	3.30
Volume utile saisonnier	Mm <sup>3</sup>	2.35
Volume utile interannuel	Mm <sup>3</sup>	8.20
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	11.50
Cote du fond	m. NGA	984
Cote NNR	m .NGA	1030.01
Cote NPHE	m .NGA	1031.49
Cote en crête	m .NGA	1033.99
Largeur en crête	m	10
Largeur du déversoir	m	55

## **Conclusion**

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- Avis du concepteur.
- Différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- Etendue de la série pluviométrique.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

## Introduction

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

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

### IV-1 Choix du site du barrage : [6]

La position et l'allure de l'axe du barrage (rectiligne ou courbe) est à choisir sur la base des résultats et recommandations du rapport de l'étude géologique et géotechnique du site de Bouzina et sur le type d'ouvrage à projeter.

En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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



Figure IV-1 : Position de l'axe du barrage, Source [ANBT], Echelle 1/100 000

**IV-2 Choix du type de barrage**

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

**\*La topographie du site**

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

**\*La morphologie de la vallée**

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

**\*Les conditions géologiques et géotechniques**

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

**\*Les matériaux de construction**

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

**\*Les conditions socio-économiques**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

**IV-3 Variantes susceptibles à projeter sur le site**

La solution de barrage composé uniquement par une recharge en graviers, extraits du lit de l'oued et des terrasses avoisinantes, avec un noyau en argile, peut être exclue par le manque de ces graviers et par leur forte hétérogénéité lorsqu'ils sont présents.

D'autre part, la solution d'un barrage en béton voûte nécessite un site

topographiquement et géo techniquement adéquat. Pour une variante amont (voir Figure III-2), la présence de l'argile en fondation rend cette variante géo techniquement non faisable. La variante intermédiaire, qui repose sur une fondation plus résistante, présente un problème topographique sur l'appui en rive droite caractérisé par une poussée au vide de la composante horizontale de la réaction sur cette rive pour un barrage dont la crête se trouve au-dessus du niveau 1030 m.

Quant à la variante aval, elle présente le même problématique sur la rive gauche que celle de la variante intermédiaire (voir Figure III-3). On peut conclure donc que le site de Bouzina n'offre pas les conditions topographiques et géotechniques favorables pour un barrage voûte en béton.



Figure IV-2 : Problématiques du site pour différentes positions d'axe d'un barrage voûte, Source [ANBT], Echelle 1/100 000



Figure IV-3 : Problématique de l'axe aval du barrage voûte, Source [ANBT] Echelle 1/100 000

Comme déjà évoqué précédemment dans le chapitre I, les volumes de matériaux à disposition sont :

- Argiles :  $V = 200'000 \text{ m}^3$

- Enrochements calcaires de la carrière : un volume suffisant est disponible

Suite à l'élimination des solutions barrage-voûte et en remblai en gravier, les types de barrage qui peuvent être envisagés sont donc :

Variante 1 : Barrage poids en béton (béton compacté au rouleau BCR)

Variante 2 : Digue en enrochement avec masque amont étanche

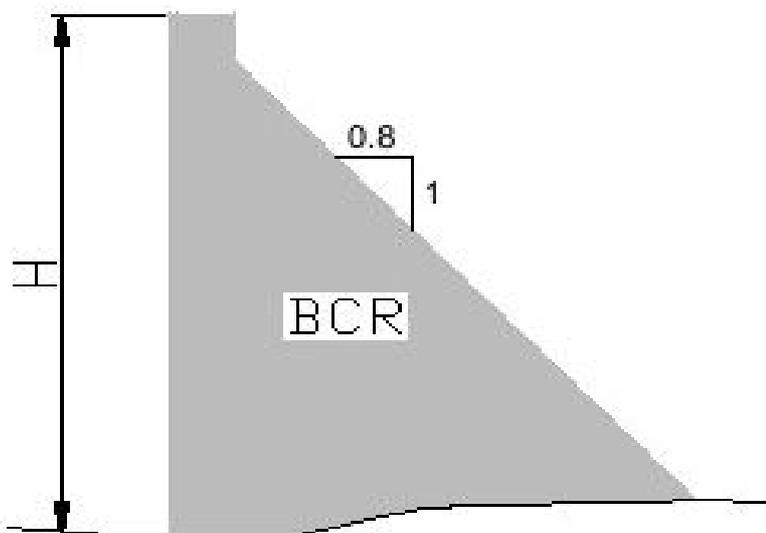
Variante 3 : Digue en enrochement avec un noyau argileux

#### *IV-3-1 Sections types du barrage des variantes proposées*

##### *a) Variante 1 : (barrage en BCR)*

Un parement amont vertical en béton armé coffré et un autre aval en marches d'escalier de pente moyenne  $1V / 0.85H$ .

La fondation est à 2 m de profondeur dans les conglomérats massifs.

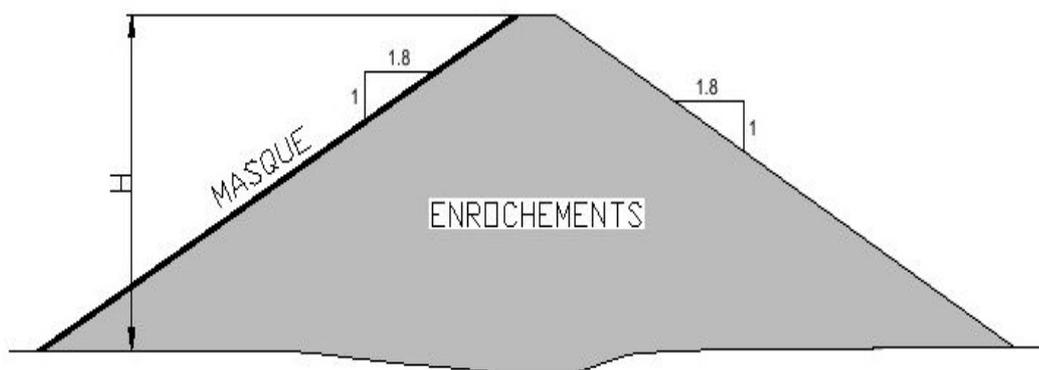


**Figure IV-4** : Coupe type d'un barrage poids en BCR

##### *b) Variante 2 : (digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux)*

Deux parements amont et aval de pente  $1.8H / 1V$ .

La fondation de la digue est à la surface des conglomérats massifs.

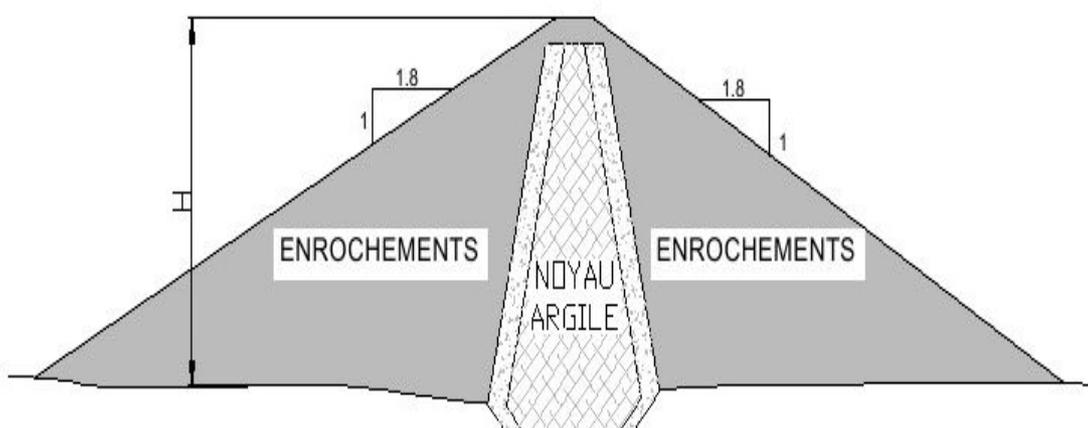


**Figure IV-5 :** Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque

*c) Variante 3 : (Digue en enrochement avec un noyau argileux)*

Deux parements amont et aval de pente 1.8H / 1V.

La fondation de la digue est à la surface des conglomérats. Le niveau inférieur du noyau est à 3 m plus bas que la fondation.



**Figure IV-6 :** Coupe type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale

#### IV-4 Définition de profil général du barrage

##### IV-4-1 Hauteur de barrage

##### IV-4-1-1 Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues  $h$ , de la vitesse du vent  $U$  et de la vitesse de propagation des vagues  $V$  dans la retenue.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1).$$

Avec : H : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

**a) Formule de Stevenson**

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2).$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 3.13 km).

**b) Formule de Molitor**

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U \cdot F} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (IV.3).$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 23 Km/h.

**c) Formule de Mallet-pacquant**

$$H=0.5+0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.4).$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.5).$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

**Tableau IV.1:** les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V ( m/s)	R (m)
<b>Stevenson</b>	1.47	4.44	2.11
<b>Molitor</b>	0.66	2.82	0.90
<b>Mallet-Pacquant</b>	1.08	3.66	1.49
<b>Simplifiée</b>	*	*	1.53

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2.5m**

$$H_b = NNR-C_f + h_{dev} + R = 1030.01 - 984 + 2.50 + 1.48 = 50$$

**On prend H<sub>b</sub> = 50 m**

**IV-4-1-2 Largeur en crête**

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

**a) Formule de KNAPPEN**

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.6).$$

**b) Formule de F-PREECE**

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV.7).$$

**c) Formule simplifiée**

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.8).$$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R \dots\dots\dots (IV.9).$$

**Tableau IV.2** : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

b (m)	$h_{dév}$ (m)	q ( $m^3/s$ )	$H_b$ (m)	$b_{cr}$ (Knappen)	$b_{cr}$ (Preece)	$b_{cr}$ (simplifiée)	$b_{cr}$ (moyenne)
40	1.55	232.12	50.06	11.68	8.78	10.27	10.24
45	1.52	253.09	50.03	11.67	8.78	10.26	10.23
50	1.50	275.28	50.01	11.67	8.77	10.26	10.23
55	1.48	297.29	49.99	11.66	8.77	10.26	10.23
60	1.46	321.31	49.97	11.66	8.77	10.25	10.23
65	1.45	342.07	49.96	11.66	8.77	10.25	10.23
70	1.38	343.24	49.89	11.65	8.76	10.25	10.22
75	1.33	349.64	49.84	11.64	8.76	10.25	10.21

On opte pour une largeur en crête :  $b_{cr}=10m$

**IV-4-1-3 La longueur en crête**

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

$$L = 170 m$$

**IV-5 Le choix définitif du type du barrage**

Le type d'ouvrage à construire est conditionné par la présence en quantité suffisante des matériaux de construction à proximité du site 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,) ;
- sismicité ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts.

**IV-5-1 Evaluation du prix total des différents matériaux**

**a) Barrage poids en béton(BCR)**

Pour un barrage poids en BCR d'une hauteur de 50 m on prend les pentes des talus:  $m_1=1$ ;  $m_2=0.85$ .

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau IV.3:** coût de la digue (1ère variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain meuble	m3	1455	295	429225
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	13025	490	6382250
Béton BCR pour barrage	m3	76425	5600	427980000
Béton arme pour parement amont (e=0.75)	m3	3250	8000	26000000
Coffrage lisse pour parement amont et aval	m <sup>2</sup>	8665	1500	12997500
Montant total =473788975 (Da)				

Source A.N.B.

**b) Digue en enrochement avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux)**

Pour un barrage avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux

d'une hauteur de 50 m en prend les pentes des talus:  $m_1=1.8$ ;  $m_2=1.8$ .

**Tableau IV.4:** coût de la digue (2eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain meuble	m3	3630	295	1070850
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	900	490	441000
Masque amont en béton bitumineux ou béton arme	m <sup>2</sup>	7300	6000	43800000
Plinthe en béton arme	m3	3630	6500	23595000
Remblais rocheux	m3	311495	2050	638564750
Montant total = 707471600 (Da)				

Source A.N.B.T

**c) Digue en enrochement avec un noyau argileux**

Pour un barrage en enrochement avec un noyau argileux d'une hauteur de 50 m en prend les pentes des talus:  $m_1=1.8$ ;  $m_2=1.8$ .

**Tableau IV.5:** coût de la digue (3eme variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	(DA)
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m3	4420	490	2165800
Remblais pour filtre et drain	m3	23495	1180	27724100
Rip-Rap	m <sup>2</sup>	18000	2050	36900000
Remblais rocheux	m3	254165	2050	521038250
Argile pour noyau	m3	48800	1500	73200000
Montant total = 661028150 (Da)				

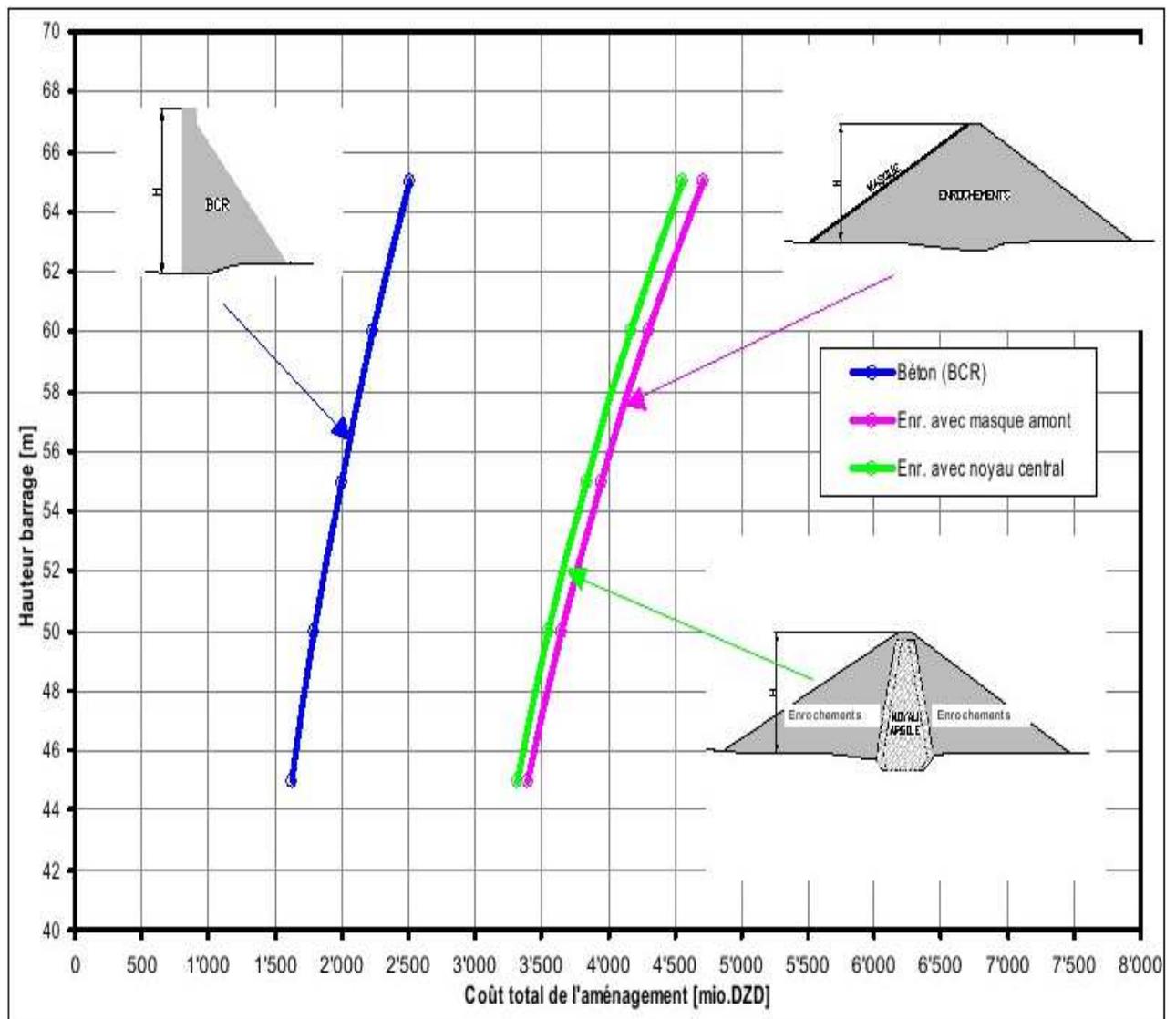


Figure-IV-7 couts total de l'aménagement (digue+ouvrages annexes)

### Conclusion

La solution de barrage composé uniquement par une recharge en graviers avec un noyau central en argile a été écartée par manque de matériaux. Les conditions géologiques et topographiques ont également exclu la solution de barrage béton-voûte. Parmi les trois solutions techniquement faisables (barrage poids en béton, digue en enrochement avec masque amont étanche et digue en enrochement avec noyau argileux) le barrage poids en béton BCR a été retenu pour des raisons économiques.

## Introduction

Dans l'analyse de la stabilité d'un barrage-poids, il convient de garder présent à l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrage-poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur. Ainsi, à titre d'exemple une sur hauteur d'eau de 1 m entraîne, pour un barrage de 10 m de hauteur, une poussée accrue de 21 % et un moment de renversement accru de 33 %.

L'étude porte sur la capacité de résistance du plan de contact du barrage sur sa fondation, l'étude concerne également la stabilité interne des plots en dessinant dans l'ouvrage des plans de contact fictifs, généralement horizontaux, qui peuvent aussi coïncider des reprises de bétonnages. Des surfaces de rupture potentielles peuvent enfin être envisagées dans la fondation, notamment s'il des surfaces plus faibles (fractures, couches de moindre résistance,.....).

## V-1 Actions

### V-1-1 Actions permanentes:[7]

#### Poids propre du barrage

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. La densité du béton ou maçonnerie varie entre 2,2 et 2,4.

### V-1-2 Actions variables:[7]

#### a)Poussée de l'eau

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur. La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont, sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné.

La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10 le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

#### b) Sous pression sous la fondation

Il n'existe pas de matériaux totalement étanches, le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval soumis à des écoulements.

Pour un massif de fondation parfaitement homogène, la théorie montre que la sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval.

**c) Poussée des glaces**

Cette action n'est à considérer sauf si l'environnement du barrage le justifie.

**V-1-3 Actions accidentelles:[7]****Séisme**

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels on ajoute :

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids ;
- Une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales ;
- Un supplément de poussée hydrostatique ;

**V-1-4 Autres efforts:[7]**

- Impact de corps flottants ;
- Précontraintes stabilisatrices ;
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval, avec éventuellement une force centrifuge .

**V-2 Calcul de stabilité:[7]**

Les méthodes utilisées pour les barrages –poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

En analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité.

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Epaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal à m

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale .

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

**Tableau V-1** Coefficients de sécurité :[7]

	Conditions		
	normales	exceptionnelles	extrêmes
Glissement Inclinaison de la résultante	1.33	1.1	1.05
Glissement Résistance au cisaillement	3 à 4	2 à 2.7	1.3 à 1
Renversement	1.5	1.25	1.1
Contrainte de compression	0.28 R <sub>c</sub>	-	0.35 R <sub>c</sub>

Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous pressions.

### V-3 Calcul des différentes charges:[7]

#### V-3-1 Calcul des charges verticales

##### a) Poids propre du barrage

$$P_{pc} = \gamma_b S_{pc} b_p = \frac{1}{2} \gamma_b h_b^2 g m \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

P<sub>pc</sub> : Poids propre du corps du barrage (tf)

γ<sub>b</sub> : Poids volumique de béton (tf/m<sup>3</sup>)

S<sub>pc</sub> : Aire du profil de déversoir (m<sup>2</sup>)

m: Fruit du talus = 0.85

$h_b$  : Hauteur du barrage = 50m

$$P_{pc} = 1/2 * 2.4 * 50^2 * 9.81 * 0.85 = 25015.50$$

$$P_{pc} = 25015.50 \text{ tf}$$

**b) sous pression hydrostatique**

- **Conditions normales**

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval.

$$SP_1 = 1/2 \gamma_w g m h_{NNR}^2 \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau (tf/m3) = [1tf/m3]

$$SP_1 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.85 * 46.01^2 = 8825.97$$

$$SP_1 = 8825.97 \text{ tf}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$SP_2 = 1/2 \gamma_w g m h_{PHE}^2 \dots\dots\dots (V-3)$$

Avec :

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau (tf/m3) = [1tf/m3]

$$SP_2 = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.85 * 47.49^2 = 9402.90$$

$$SP_2 = 9402.90 \text{ tf}$$

**c) poids de la colonne d'eau amont**

- **Conditions normales**

$$P_{ph1}^{am} = \gamma_w S_h^{am} b_p = \frac{1}{2} \gamma_w h_{NNR}^2 g m = SP_1 \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec

$b_p$  : Largeur du barrage = m\*h

$$P_{ph2}^{am} = 8825.97 \text{ tf}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{ph2}^{am} = \gamma_w S_h^{am} b_p = \frac{1}{2} \gamma_w h_{PHE}^2 g m = SP_2 \dots\dots\dots (V-5)$$

$$P_{ph2}^{am} = 9402.90 \text{ tf}$$

**d) poids de la colonne d'eau aval**

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w S_h^{av} b_h = 1/2 \gamma_w g m h_{av}^2 \dots\dots\dots (V-6)$$

Avec :

$h_{av}$ : Hauteur de la colonne d'eau aval = 15 m

$$P_{ph}^{av} = 1/2 * 1 * 9.81 * 0.85 * 15^2 = 938.08$$

$$P_{ph}^{av} = 938.08 \text{ tf}$$

**V-3-2 Calcul des charges horizontales:[7]**

**a) Poussée hydrostatique à l'amont**

- **Conditions normales**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = 1/2 g h_{NNR}^2 g \gamma_w \dots\dots\dots (V-7)$$

$$P_{h1}^{am} = 1/2 * 9.81 * 46.01^2 * 1 = 10383.49$$

$$P_{h1}^{am} = 10383.49 \text{tf}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{h2}^{am} = 1/2 g h_{PHE}^2 g \gamma_w \dots\dots\dots (V-8)$$

$$P_{h2}^{am} = 1/2 * 9.81 * 47.49^2 * 1 = 11062.25$$

$$P_{h2}^{am} = 11062.25 \text{tf}$$

**b) Poussée hydrostatique à l'aval**

$$P_h^{av} = 1/2 g h_{av}^2 g \gamma_w \dots\dots\dots (V-9)$$

$$P_h^{av} = 1/2 * 9.81 * 15^2 * 1 = 1103.63$$

$$P_h^{av} = 1103.63 \text{ tf}$$

**c) Poussée des sédiments**

$$P_s = 1/2 g h_s^2 \gamma_s \dots\dots\dots (V-10)$$

Avec :

$h_s$  : hauteur des sédiment dans le barrage = NVM = 29.71 m

$\gamma_s$  : poids volumique des sédiments = 0.7 tf

$$P_s = 1/2 * 9.81 * 29.71^2 * 0.7 = 3030.70$$

$$P_s = 3030.70 \text{ tf}$$

### V 3-3 Calcul de la charge sismique:[7]

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique.

Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

#### a) Une force horizontale vers l'aval

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité  $\square$  varie de 0.1 à 0.2 selon la magnitude du séisme

$$F_h = \square P_{pc} = 0.2 * 25015.50 = 5003.10 \dots \dots \dots (V-11)$$

Avec :

$F_h$  : Force horizontale provoquée par le séisme

$$F_h = 5003.10 \text{ tf}$$

#### b) Une verticale vers le haut

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = \square P_{pc} = 0.1 * 25015.50 = 2501.55 \dots \dots \dots (V-12)$$

$$F_v = 2501.55 \text{ tf}$$

#### c) un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de Westergaad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue à celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875g \gamma_w \square \sqrt{h} \dots \dots \dots (V-13)$$

Avec :

$\Delta P_{\text{eau}}$  : Supplément de poussée hydrostatique

$h$  : Hauteur du barrage = 50 m

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 \cdot 1.981 \cdot 0.2 \sqrt{50} = 11.77 \text{ tf}$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 12.14 \text{ tf}$$

**Tableau V.2** Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage

Dénomination des forces	Désignation	Conditions normales	Conditions exceptionnelles
Sous pression hydrostatique	SP	8825.97	9402.90
Poids propre du corps	P <sub>PC</sub>	25015.50	
Poids de la colonne d'eau amont	P <sub>ph</sub> <sup>am</sup>	8825.97	9402.90
Poids de la colonne d'eau aval	P <sub>ph</sub> <sup>av</sup>	938.08	
Poussée hydrostatique à l'amont	P <sub>h</sub> <sup>am</sup>	10383.49	11062.25
Poussée hydrostatique à l'aval	P <sub>h</sub> <sup>av</sup>	1103.63	
Poussée des sédiments	P <sub>s</sub>	3030.70	

Les différentes charges sont représentées sur la figure V.1

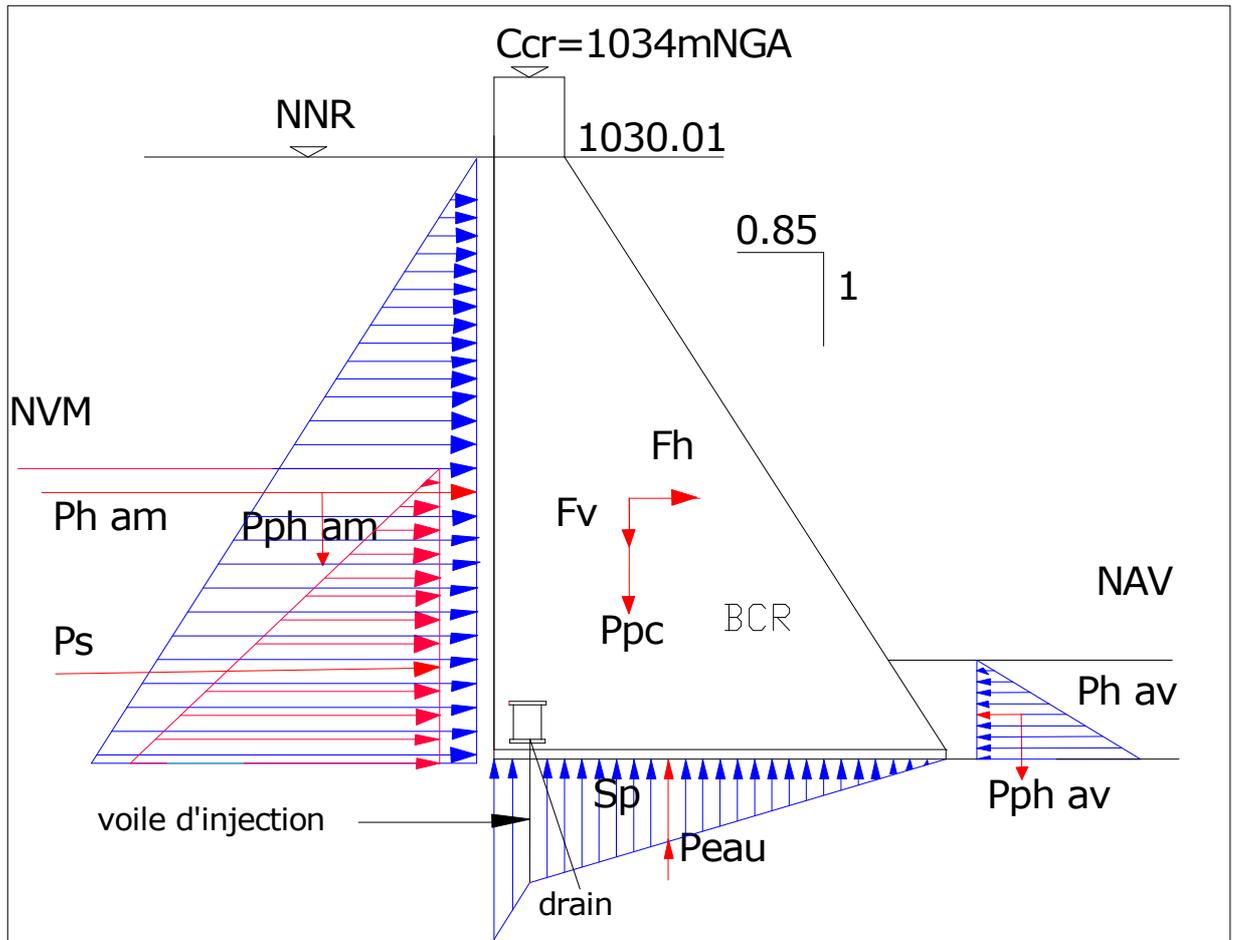


Figure V.1 Différentes charges appliquées sur le barrage

**V-4 Stabilité au Glissement:[7]**

Le phénomène à étudier correspond à un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB]. sous l'action des forces verticales et horizontales, le bloc de hauteur h, de largeur unité voir la figure sur Auto Cad.

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{F_v * \tan \phi + C_s}{F_H} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V-14)$$

- F<sub>v</sub> : Σ des charges verticales ;
- F<sub>H</sub> : Σ des forces horizontales ;
- φ : Angle de frottement pris généralement = 45° ;
- K<sub>adm</sub> : Coefficient de sécurité ;
- C<sub>s</sub> : Cohésion = 0.5 MPa

**V-4-1 Conditions normales**

$$\square F_V = P_{PC} - SP + P_{ph}^{am} + P_{ph}^{av} \dots\dots\dots (V-15)$$

$$\square F_V = 25015.50 - 8825.97 + 8825.97 + 938.08 = 25953.58$$

$$\square F_V = \mathbf{25953.58tf}$$

$$\square F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} \dots\dots\dots (V-16)$$

$$\square F_H = 10383.49 + 3030.70 - 1103.63 = 12310.56$$

$$\square F_H = \mathbf{12310.56tf}$$

$$\longrightarrow \frac{25953.58 * 1 + 0.5}{12310.56} = 2.10 \geq K_{adm} = 1.33$$

La Stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

**V-4-2 Conditions exceptionnelles**

$$\square F_V = 25015.50 - 9402.90 + 9402.90 + 938.08 = 25953.58$$

$$\square F_V = \mathbf{25953.58tf}$$

$$\square F_H = 11062.25 + 3030.70 - 1103.63 = 12989.32$$

$$\square F_H = \mathbf{12989.32tf}$$

$$\longrightarrow \frac{25953.58 * 1 + 0.5}{12989.32} = 1.99 \geq K_{adm} = 1.1$$

La stabilité au glissement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

**V-4-3 Conditions extrêmes (cas d'un séisme)**

$$\square F_V = P_{PC} - SP + P_{ph}^{am} + P_{ph}^{av} + F_V - \Delta P_{eau} \dots\dots\dots (V-17)$$

$$\square F_V = 25953.58 + 2148.22 - 11.77 = 28090.03$$

$$\square F_V = \mathbf{28090.03tf}$$

$$\square F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + F_H = 12310.56 + 5003.10 = 17313.66$$

$$\square F_H = \mathbf{17313.66tf}$$

$$\rightarrow \frac{28090.03 \cdot 1 + 0.5}{17313.66} = 1.62 \geq K_{adm} = 1.3$$

La stabilité au glissement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

**V-5 Stabilité au renversement:[7]**

On étudie la possibilité de basculement par Rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V-18)$$

Avec :

MS : moment des forces stabilisatrices

MR : moment des forces motrices ou renversantes

Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

**V-5-1 Conditions normales**

$$MS = P_{PC} \cdot 2/3mh + P_h^{av} \cdot 2/3 h_{av}/m \dots \dots \dots (V-19)$$

$$MS = 25015.50 \cdot 26.48 + 1103.63 \cdot 11.76 = 675389.13$$

$$MS = 675389.13 \text{ tf m}$$

$$MR = P_h^{am} \cdot 1/3mh + SP \cdot 2/3mh + P_s \cdot 2/3 h_s \dots \dots \dots (V-20)$$

$$MR = 10383.49 \cdot 12.33 + 8825.97 \cdot 24.66 + 3030.70 \cdot 19.81 = 405715.02$$

$$MR = 405715.02 \text{ tf m}$$

$$\rightarrow \frac{675389.13}{405715.02} = 1.66 \geq K_{adm} = 1.5$$

La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

**V-5-2 Conditions exceptionnelles**

$$MS = P_{PC} \cdot 2/3mh + P_h^{av} \cdot 2/3 h_{av}/m$$

$$MS = 25015.50 \cdot 26.48 + 1103.63 \cdot 11.76 = 675389.13$$

$$MS = 675389.13 \text{ tf m}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s$$

$$MR = 11062.25 * 12.33 + 9402.90 * 24.66 + 3030.70 * 19.81 = 428311.22$$

$$MR = 428311.22 \text{ tf m}$$

$$\rightarrow \frac{675389.13}{428311.22} = 1.58 \geq K_{adm} = 1.25$$

La stabilité au renversement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

**V-5-2 Conditions extrêmes**

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + P_h^{av} * 2/3 h_{av}/m + F_v * 2/3mh \dots \dots \dots (V-21)$$

$$MS = 25015.50 * 26.48 + 1103.63 * 11.76 + 2501.53 * 26.48 = 741629.64$$

$$MS = 741629.64 \text{ tf m}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + (SP + \Delta P_{eau}) * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s + F_H * 1/3mh \dots \dots \dots (V-22)$$

$$MR = 11062.25 * 12.33 + (9402.90 + 12.14) * 24.66 + 3030.70 * 19.81 + 5003.10 * 13.24$$

$$MR = 494842.52 \text{ tf m}$$

$$\rightarrow \frac{741629.64}{494842.52} = 1.50 \geq K_{adm} = 1.1$$

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

**Conclusion**

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement, renversement est assurée dans les différentes conditions.

**V-6 Calcul de Resistance:[7]**

L'étude de contrainte régnant dans un barrage n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques. Ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables.

**V-6-1 Méthode de Pigeaud (1923) :[7]**

La mécanique des milieux continus s'applique facilement à un profil de barrage triangulaire indéfini donc sans prise en compte des conditions aux limites près de la fondation.

Le massif n'est soumis qu'à l'action directe du poids du barrage représentant une force volumique  $\gamma_b g$ .

Les équations d'équilibre sont données par :

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (V-23)$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma_b \dots\dots\dots (V-24)$$

Avec :

$\sigma_y$  : Contrainte de cisaillement verticale (KPa)

$\sigma_z$  : Contrainte de cisaillement horizontale (KPa)

$\tau_{yz}$  : Contrainte tangentielle (KPa)

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton

Les contraintes sont dans ce cas des fonctions linéaires en  $y$  et  $z$

$$\sigma_y = a_1 y + b_1 z \dots\dots\dots (V-25)$$

$$\sigma_z = a_2 y + b_2 z \dots\dots\dots (V-26)$$

$$\tau_{yz} = (\gamma_b g - b_2) y - a_1 z \dots\dots\dots (V-27)$$

Les conditions aux limites sur les parements amont et aval sont :

- ✓ Contrainte tangentielle nulle ;
- ✓ Contrainte normale égale a la pression hydrostatique a l'amont et nulle a l'aval.

Ces conditions permettent de calculer les coefficients  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_1$  et  $b_2$ , on obtient finalement :

$$\sigma_y = \delta g z \dots\dots\dots (V-28)$$

$$\sigma_z = \left( \frac{2\delta}{m^2} - \gamma_b \right) g y + \left( \gamma_b \frac{\delta}{m^2} \right) g z \dots\dots\dots (V-29)$$

$$\tau_{yz} = \frac{\delta g y}{m^2} \dots\dots\dots (V-30)$$

Avec:

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau

A.N :

$$\sigma_y = 2.4 * 9.81 * 46.01 = 1083.26 \text{ KPa}$$

$$\sigma_y = 1083.26 \text{ KPa}$$

$$\sigma_z = \left( \frac{2 * 1}{0.85^2} - 2.4 \right) 9.81 * 39.11 + \left( 2.4 \frac{1}{0.85^2} \right) 9.81 * 46.01 = 1640.57$$

$$\sigma_z = 1640.57 \text{ KPa}$$

$$\tau_{yz} = \frac{1 * 9.81 * 39.11}{0.85^2} = 531.03$$

$$\tau_{yz} = 531.03 \text{ KPa}$$

**V-6-2 Méthode de la résistance des matériaux:[7]**

On considère une section horizontale du barrage. Cette section est soumise a un effort normal de compression **N** et un moment fléchissant **Mg** par rapport au milieu de la section. Le moment Mg est compté positivement s'il tend à comprimer le point aval de la section. Mg est lié au moment Ma exprime par rapport au point aval par la relation :

$$Mg = Ma + \frac{e * N}{2} \dots\dots\dots (V-31)$$

e : longueur amont-aval de la section

Cette formule suppose Ma positif dans le sens d'un basculement amont-aval.

En étudiant une tranche de 1 m, les formules classiques de la résistance des matériaux donnent pour les contraintes verticales :

$$\sigma_z \text{ (amont)} = \frac{N}{e} - \frac{e * N}{2} \dots\dots\dots (V-32)$$

$$\sigma_z \text{ (aval)} = \frac{N}{e} + \frac{6Mg}{e^2} \dots\dots\dots (V-33)$$

Avec le profil triangulaire simple et une hauteur Z a partir de l'amont, on a :

$$e = mZ \dots \dots \dots (V-34)$$

$$N = \frac{m\gamma b g Z^2}{2} \dots \dots \dots (V-35)$$

$$Mg = \frac{Ne}{6} + \frac{\gamma w g Z^3}{6} \dots \dots \dots (V-36)$$

$$\sigma_Z (\text{amont}) = \left( \gamma b - \frac{\delta}{m^2} \right) g Z \dots \dots \dots (V-37)$$

$$\sigma_Z (\text{aval}) = \frac{\gamma b g Z}{m^2} \dots \dots \dots (V-38)$$

A.N

$$e = 0.85 * 46.01 = 39.11$$

$$N = \frac{0.85 * 2.4 * 9.81 * 46.01^2}{2} = 21182.33$$

$$N = 21182.33 \text{ KN.}$$

$$Mg = \frac{21182.33 * 39.11}{6} + \frac{1 * 9.81 * 46.01^3}{6} = 297321.66$$

$$Mg = 297321.66 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_Z (\text{amont}) = \left( 2.4 - \frac{1}{0.85^2} \right) 9.81 * 46.01 = 458.54 \text{ KPa}$$

$$\sigma_Z (\text{amont}) = 458.54 \text{ KPa}$$

$$\sigma_Z (\text{aval}) = \frac{2.4 * 9.81 * 46.01}{0.85^2} = 1499.32$$

$$\sigma_Z (\text{aval}) = 1499.32 \text{ KPa}$$

### V-6-3 Vérification de la condition de Maurice Levy:[7]

A la suite de la rupture du barrage Bouzey (France), M. Levy s'intéresse aux conditions de propagation des fissures depuis le parement amont. Il fait remarquer que la condition  $\sigma_Z (\text{amont}) \geq 0$  n'est pas suffisante. Dès l'apparition d'une fissure quelle qu'en soit l'origine (effet thermique, retrait ...), la pression hydrostatique s'applique sur ses deux lèvres, ce qui diminue la valeur de  $\sigma_Z$  Et permet à la fissure de se propager encore plus à l'aval.

Alors M. Levy propose le critère de stabilité suivant :

$$\sigma_Z \text{ (amont)} \geq \text{Pression hydrostatique amont}$$

Cette condition, assure que la fissure se referme pour un profil triangulaire, rempli jusqu'au sommet, elle s'écrit :

$$\left( \gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) gZ \geq \delta g z \dots\dots\dots (V-39)$$

Soit encore :

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}} = 0.85 \dots\dots\dots (V-40)$$

Avec cette forme, la condition de M. Levy est très pénalisante. Elle est de fait strictement respectée par très peu de barrage.

On se contente généralement de vérifier que le taux de satisfaction de la condition de M. Levy n'est pas trop faible :

$$r = \frac{\sigma_Z}{\text{pression hydro amont}} = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} - \frac{1}{m^2} \dots\dots\dots (V-41)$$

A.N

$$r = \frac{2.4}{1} - \frac{1}{0.80^2} = 0.83$$

$$r = 0.83$$

### Conclusion

Le calcul de contraintes permet, pour les barrages importants dans les quels le gain économique n'est pas annulé par la complication du chantier, de déterminer la résistance minimale du béton et donc de moduler les dosages en ciment. En plus des critères suivants :

- Non-écrasement du matériau. Pour le béton on imposait de ne pas dépasser 28 % de la résistance à la compression à 90 jours ;
- Non mise en traction du parement amont.

**Introduction**

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible (dans les limites d'un court tronçon du lit naturel ou artificiel).

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

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

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat de point de vue (fonctionnement - économie).

La prise d'eau, la vidange de fond et l'évacuateur de crue sont tous incorporés dans le corps de barrage.

**VI-1 Ouvrage de Prise d'eau**

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau 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 (AEP ou Irrigation).

**VI-1-1 Type de prise****a) Prise d'eau en charge**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied

aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

**b) 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.

**c) 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-1-2 Choix de la variante**

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation et pour l'AEP. Le principe est de disposer de plusieurs prises à différents niveaux afin de pouvoir suivre au mieux les fluctuations du plan d'eau et ainsi, en activant la prise au niveau le plus approprié, de capter l'eau de la meilleure qualité possible. Celle-ci se trouve, en général, dans la tranche située entre 10 et 15 m en dessous de la surface du plan d'eau. Soit donc 3 niveaux de prise (variante N° 3 : Tour de prise).

**VI-2 Ouvrage de vidange**

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, elle est dimensionnée pour vider la retenue en 10 jours en cas d'urgence. Elle sert également à purger, de temps en temps, les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et de la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

Rôle de la vidange de fond :

- ∞ assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constaté sur l'ouvrage
- ∞ abaisser le niveau de la retenue, éventuellement de vider le bassin afin de procéder à des réparations ou à des inspections
- ∞ 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
- ∞ maîtriser le niveau de la retenue lors de la première mise en eau
- ∞ servir de dérivation provisoire pendant la phase finale de construction

### **VI-2-1 Type de vidange**

#### **a) 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.

#### **b) Conduites à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

-  Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
-  La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

#### **c) 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-2-2 Choix de la variante**

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage 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.

### **VI-3 Ouvrage d'évacuateur de crues**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

#### ***VI-3-1 Critères de choix de l'évacuateur de crue***

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- a. L'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

#### ***VI-3-2 Différents types des évacuateurs de crues***

##### ***a) Evacuateur de crues en puits (tulipe)***

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

#### **b) 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.

#### **c) 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.

#### **d) Evacuateur de crues en siphon**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- 1) Aucune exigence topographique.
- 2) Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- 1) Amorçage et le désamorçage.
- 2) Entretien indispensable.
- 3) Débit faible à évacuer.
- 4) Dispositif sur le corps de la digue.

#### **VI-3-3 Choix de la variante**

Notre barrage est un barrage déversoir donc l'évacuateur est un évacuateur central du type profil Creager .

### **VI-5 Ouvrage de dérivation provisoire**

Les excavations pour la fondation du barrage, ainsi que la mise en place du béton doivent être réalisées au sec. Pour y parvenir, il faut détourner l'oued en dehors de la zone des travaux pour construire le corps d'un barrage en BCR.

L'ouvrage de dérivation a pour but de dériver les eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser à sec les travaux et protéger le chantier contre les venues d'eau pouvant provoquer des dégâts matériels ou même humaines.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

#### **VI-5-1 TYPE D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE**

##### **a) Galerie de dérivation**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage, il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

##### **b) 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).

**c) 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.

**VI-5-2 Choix de la variante**

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 droite a coté de l'Oued.

**VI-6 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange**

**VI-6-1 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 :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI-1)$$

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>].

$T$  : temps de vidange jours.  $T=10$  jours.

$Q_r$ : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

**A.N:**

$$Q_{vf} = \frac{11.50 * 10^6}{10.86400} + 3.61 = 16.92 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 16.92 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI-6-2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (VI-2)$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu \in [0,8 - 0,85]$ .

**A.N :**

$$S = \frac{16.92}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 46.01}} = 0.70m^2$$

**$S_{vf} = 0.70 m^2$**

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.70}{\pi}} = 0.944m \dots\dots\dots (VI-3)$$

On prend:

**$D_{vf} = 1000 \text{ mm}$**

\*Correction du coefficient de débit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (VI-4)$$

$\sum \xi_I$  : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

 Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VI-5)$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge.

$n$  : Coefficient de rugosité [ $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ ].

$D$  : Diamètre de la conduite [ $D = 900 \text{ mm}$ ].

$L$  : longueur de la conduite de vidange en [m] ( $L = 30 \text{ m}$ ).

### A.N :

$$\lambda = 0.025$$

$$\sum \xi_1 = 0.74\text{m}$$

✚ Coefficients de pertes de charge singulière:

**On a :**

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (1 + 0,5) = 1.5$$

**Donc :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.74 + 1.5)}} = 0.55$$

**Et :**

$$S = \frac{16.92}{0.55 \cdot \sqrt{2g \cdot 46.01}} = 1.02\text{m}^2$$

**D'ou :**

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1.02}{\pi}} = 1.139\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D_{vf} = 1200 \text{ mm}}$$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{16.92}{1.02} = 16.59\text{m/s}$$

$$\mathbf{V_s = 16.59 \text{ m/s}}$$

**VI-7 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 II.35, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,399 \text{ Mm}^3.$$

**Donc :**

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,399}{31 \cdot 86400} * 10^6 = 0,15 \dots \dots \dots \text{ (VI-6)}$$

$$Q_{\max} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots \dots \dots \text{ (VI-7)}$$

$\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0,3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

$$S = \frac{0,15}{0,30 \cdot \sqrt{2g \cdot 8}} = 0,04 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,04}{\pi}} = 0,23 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 300 \text{ mm}$$

**\*Correction du coefficient de débit  $\mu$  :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

**Donc :**

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots \dots \dots \text{ (VI-8)}$$

**AN :**

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,025 \cdot 120}{0,300} = 10$$

**Donc :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+10}} = 0.30$$

$$S = \frac{0,15}{0,30 \sqrt{2g \cdot 8}} = 0,04 \text{m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,04}{\pi}} = 0.23 \text{m}$$

$$\mathbf{D = 300 \text{ mm}}$$

 **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,15}{0,04} = 3.75 \text{m/s} \dots\dots\dots \text{(VI-9)}$$

$$\mathbf{V_{pe} = 3.75 \text{ m/s}}$$

## VI-8 Dimensionnement de la dérivation provisoire

### VI-8-1 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT

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.

La période de retour de la crue de l'oued contre laquelle le chantier doit être protégé, découle d'une optimisation entre le coût de construction de la dérivation capable d'absorber la crue en question et le coût des dégâts sur le chantier en cas de débordement. L'expérience montre que l'optimum correspond, en général, à une période de retour de la crue de chantier compris entre dix et vingt fois le temps de protection. Pour une durée de vingt fois de celle des travaux, la période de retour des crues de chantier sera estimée à 50 ans.

Le débit de la crue de chantier est donc estimé à **301.41 m<sup>3</sup>/s**

$$Q_{\max 2\%} = 301.41 \text{ m}^3/\text{s}$$

### VI-8-2 SUCCESSION DES TRAVAUX

- ↳ **1<sup>ère</sup> étape** : Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie.
- ↳ **2<sup>ème</sup> étape** : Construction d'une galerie (tunnel) sur la rive droite.
- ↳ **3<sup>ème</sup> étape** :
  - ✖ Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
  - ✖ Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.
- ↳ **4<sup>ème</sup> étape** : Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

### VI-8-3 Calcul hydraulique de la dérivation provisoire

#### VI-8-3-1 Dimensionnement de la galerie

Le dimensionnement de la galerie choisit se fait par calcul d'optimisation en utilisant l'abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue décimale dont le débit de pointe est estimé à **301.41 m<sup>3</sup>/s**. Ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 2%.

#### a) l'écoulement à surface libre

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est a surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = S * C * \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI-10)$$

Avec Q : débit évacué;

S : section mouillée

$$S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0); \dots\dots\dots (VI-11)$$

R : rayon hydraulique  $R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}; \dots\dots\dots (VI-12)$

$P_{\text{cr}}$  : périmètre mouillé  $P = R\theta_{\text{rad}}; \dots\dots\dots (VI-13)$

$C_{\text{cr}}$  : coefficient de Chézy  $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}; \dots\dots\dots (VI-14)$

n : coefficient de rugosité n = 0,014;

I : pente du tunnel I = 0,06.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \dots\dots\dots (VI-15)$$

$$\vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left( 1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots (VI-16)$$

**b) l'écoulement en charge**

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = u \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z} \dots\dots\dots (VI-17)$$

Avec Q : débit évacué;

S : section de la galerie  $S = \pi \frac{D^2}{4}; \dots\dots\dots (VI-18)$

g : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>);

Z : la dénivelée  $Z = (H + L * i) - D/2; \dots\dots\dots (VI-19)$

μ : coefficient de débit;

H : hauteur d'eau devant la galerie;

D : diamètre de la galerie;

L : longueur de la galerie (L =170 m);

I : pente de la galerie (I =0,06).

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (VI-20)$$

\* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

$\lambda$ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

n= 0,014m<sup>-1/3</sup>.s Rugosité de béton.

**Tableau VI-01** : Coefficient de débits.

Dg	$\sum \xi_i$	$\lambda$	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda L/D)^{0.5}$	$\mu$
4.5	1,5	0.0148	0.559	1.749	0.57
5	1,5	0.0143	0.486	1.728	0.58
5.5	1,5	0.0139	0.430	1.711	0.58
6	1,5	0.0135	0.383	1.698	0.59

**Pour l'écoulement en charge**

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

**Tableau VI-02** : Calcul du débit en fonction du diamètre Q = f (D).

Dg [m]	$\mu$	S [m <sup>2</sup> ]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
4.5	0.57	15.90	40.14	H+7.95	40.14 $\sqrt{Z}$
5	0.58	19.63	50.43	H+7.70	50.43 $\sqrt{Z}$
5.5	0.58	23.75	61.02	H+7.45	61.02 $\sqrt{Z}$
6	0.59	28.26	73.85	H+7.20	73.85 $\sqrt{Z}$

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

On détermine les volumes d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 20% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (IV-03).

**Tableau VI.03** : Calcul de la charge déversée en fonction du temps  $H_{dév} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	$V (m^3/s)$	$h_{dév}$
0	0.00	5.84	10512	3.91
1	11.68			
2	46.78	29.23	52614	6.56
		75.95	136710	9.90
3	105.12	145.99	262782	11.52
4	186.87			
5	291.99	239.43	430974	13.59
5.08	301.41	296.70	534060	14.87

**Tableau VI.04** : Résultats du laminage.

<b>D (m)</b>	4.5	5	5.5	6
<b>Z (m)</b>	12.93	12.86	12.61	12.36
<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	144.34	180.85	216.69	259.63

**VI-8-3-2 Batardeau**

**a) Type de batardeau**

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue, alors il est construit en BCR. Le batardeau principal pourrait constituer ainsi, la plate-forme d'essai de mise en place du BCR.

**b) Calcul de la revanche du batardeau**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (VI-21)$$

Avec  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$  ..... (VI-22)

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 = 0,22 km].

**A.N.:**

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,22} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,22} = 0,73m$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 * H = 1,5 + 2 * 0,73 = 2,96 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,73 + \frac{2,96^2}{2 \cdot 9,81} = 1,00 \text{ m}$$

*c) Calcul de la largeur en crête du batardeau*

**Formule de KNAPPEN :**  $b = 1,65 \sqrt{H_b}$  (m) ..... (VI-23)

**Tableau VI.05 :** Résultats de calcul

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
4.5	14.07	6.19
5	10.79	5.42
5.5	7.34	4.47
6	5.72	3.95

*d) 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.

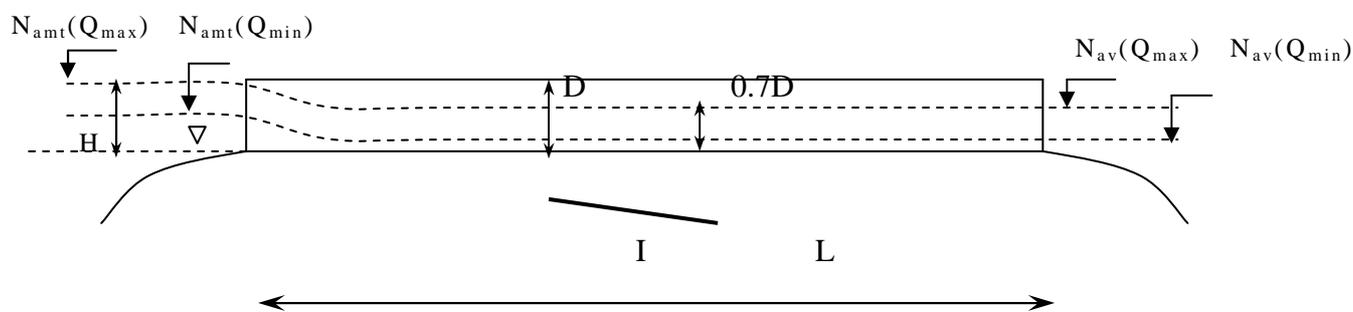
**Hypothèses de calcul**

- B- Ecoulement uniforme ;
- C- Avec pertes de charges calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



**Figure VI-1 : Schéma pour le calcul d'optimisation**

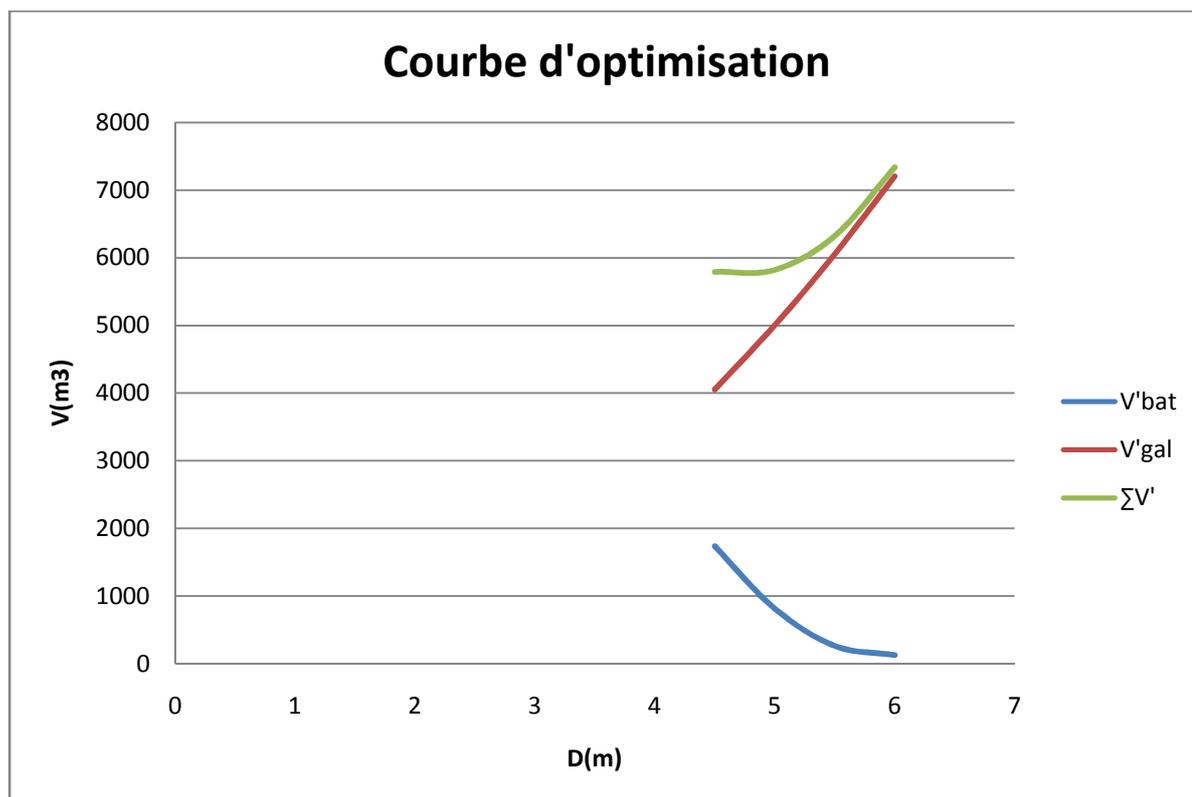
D	Diamètre
$h_o = 0,7D$	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
I	Pente
L	Longueur de la galerie
$N_{am}$	Niveau amont (pour $Q_{max}$ et $Q_{min}$ )
$N_{av}$	Niveau amont (pour $Q_{max}$ et $Q_{min}$ )
clef	Clef de vout
$C_s$	Cote du seuil

Tableau VI.06 : Calcul d'optimisation pour la galerie de dérivation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m <sup>2</sup> )
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m <sup>2</sup> )
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.L$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2gj^2$ (m)
	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'entrée de	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (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	$L_{moy}^b$ (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m <sup>3</sup> )
	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 VI.07 : Résultats de calcul pour l'étude d'optimisation

	N°	Désignation	Valeurs			
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	4.5	5	5.5	6
	2	A [m <sup>2</sup> ]	15.90	19.63	23.75	28.26
	3	h <sub>0</sub> [m]	3.15	3.50	3.85	4.20
	4	A <sub>1</sub>	11.77	14.53	17.58	20.91
	5	Rh [m]	1.35	1.5	1.65	1.8
	6	C	75.09	76.42	77.65	78.78
	7	V [m/s]	25.61	20.74	17.14	14.41
	8	i	0.08	0.04	0.02	0.01
	9	h <sub>1</sub> [m]	13.6	6.8	3.4	1.7
	10	Z <sub>ent</sub> [m]	27.18	17.82	12.17	8.60
	11	Z <sub>0</sub> [m]	40.78	24.62	15.57	10.30
	12	Nam [mNGA]	1024.78	1008.62	999.57	994.30
	13	N1 [mNGA]	997.60	990.80	987.40	985.70
	14	Cs [mNGA]	994.45	987.30	983.55	981.50
Calcul des Volumes des travaux	15	Hbat [m]	14.07	10.79	7.34	5.72
	16	Fbat	680.99	407.75	194.44	120.75
	17	L <sup>b</sup> <sub>moy</sub> [m]	25.5	20	13.7	10.8
	18	Vbat	17365.25	8155	2663.83	1304.10
	19	V'bat	1736.53	815.50	266.38	130.41
	20	Vgal	2703	3337.1	4037.5	4804.2
	21	V'gal	4054.5	5005.7	6056.3	7206.3
	22	∑V'	5791.03	5821.20	6322.68	7336.71



**Figure VI-2 : Courbe d'optimisation**

### Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le point optimum correspond au diamètre optimum **5m** ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 5.42 m.

On prend  $H_{bat} = 6 \text{ m}$

#### e) 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)
- Construction du corps du batardeau

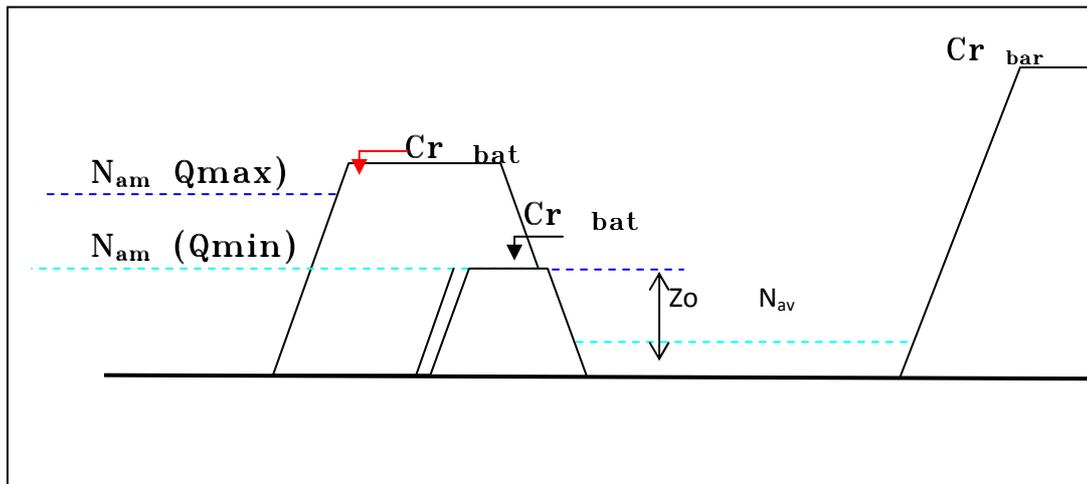
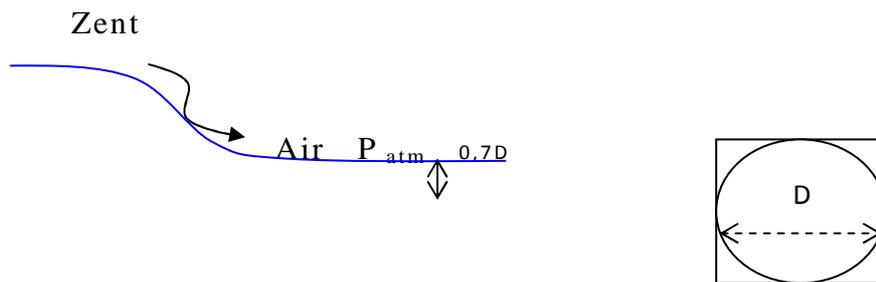


Figure VI-3 : Construction du batardeau

➤ *Portail d'entrée*

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ( $P < P_{atm}$ ) qui implique une vibration à l'intérieur.

Pour déterminer  $Z_o$ , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de

$Q_{max} = 196.79 \text{ m}^3/\text{s}$  par  $Q_{min} = 180.95 \text{ m}^3/\text{s}$ , On trouve finalement  **$Z_o = 9.82\text{m}$**

➤ *Pente critique :*

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI-24)$$

**Le débit unitaire**

$$q = Q/l \Rightarrow q = 30 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l} \dots\dots\dots (\text{VI-25})$$

**La hauteur d'eau critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (\text{VI-26})$$

$$y_c = 2.82\text{m}$$

S<sub>cr</sub>: Section critique;

P<sub>cr</sub>: Périmètre critique;

R<sub>cr</sub>: Rayon hydraulique critique;

C<sub>cr</sub>: Coefficient de Chezy.

$$i_{cr} = 0,1$$

D'où :  $I = 0,06 \leq i_{cr}$  .

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D=5 m.

Ensuite La section devient circulaire (s<sub>cir</sub>) de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail.

$$V_1 = V_2 = Q/S_0 = Q/S_{cir} \dots\dots\dots (\text{VI-27})$$

$$C = D (1 - \pi/4) = 5 (1 - \pi/4) \dots\dots\dots (\text{VI-28})$$

$$C = 1.08 \text{ m}$$

**VI-8-3-3 Choix et calcul de l'ouvrage de restitution**

L'ouvrage de restitution sera implanté afin qu'il dissipe 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  $V = Q/S$

Où :

Q : débit laminé ;  $Q = 147,13 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ;  $S = 19,63 \text{ m}^2$

D'où  $V = 7,50 \text{ m/s}$ .



$$Cc = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI-36)$$

n : coefficient de rugosité n=0,014

Ce qui donne :

$$Sc=25.81m^2, \quad Pc=14.20 m, \quad Rc=1.82 m \text{ et } Cc=78.93.$$

La pente critique est

$$I_{cr}=0,0025 \text{ ou } I_{cr}=0,25\%$$

**c) Profondeur normale dans le canal**

Le canal projeté est de section trapézoïdale de largeur égale à 6m et de pente 0,01.

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 :

$$Q = (mh_n^2 + b.h_n) \left( \frac{1}{n} \right) \left( \frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}} \right)^{\frac{1}{6}} \left( \frac{I_c (mh_n^2 + b.h_n)}{b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}} \right)^{\frac{1}{2}} \dots (VI-37)$$

Le calcul par itération donne : **h<sub>n</sub> = 2.08 m**

**d) Classification du mouvement et du régime d'écoulement**

$$I=6\% \quad (h_n=2.08m), \quad I_{cr}= 0,25\% \quad (h_{cr}=2.90 m)$$

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que  $I > I_{cr}$  et  $(h_n < h_{cr})$  alors le régime d'écoulement est torrentiel.

**VI-8-4 Calcul hydraulique du déversoir**

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Greager, l'avantage de ce contour est qu'en

chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

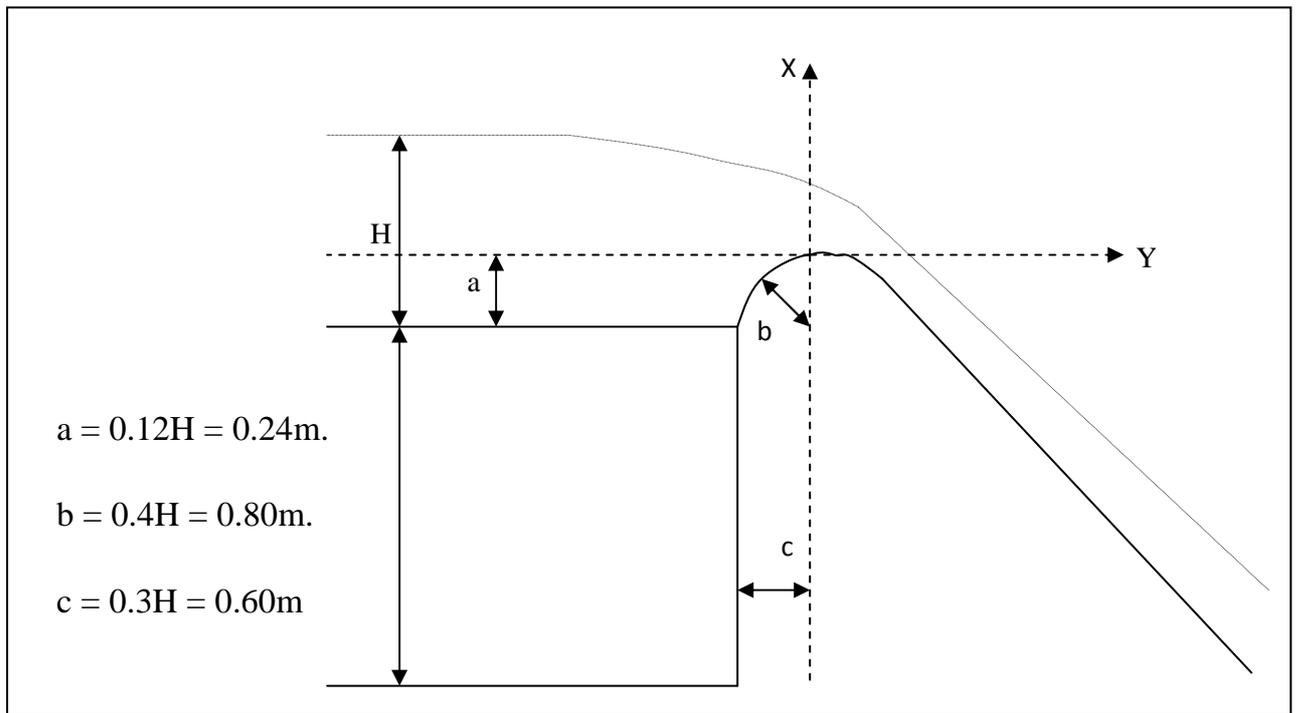


Figure. VI-4- Dimensions du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 * H^{0,85}} \dots\dots\dots (VI-38)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau VI.08 : Coordonnées du profil du déversoir

X	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
Y	0,000	0.077	0.277	0.587	1.000	1.511	2.117	2.815	3.605	4.48	5.447

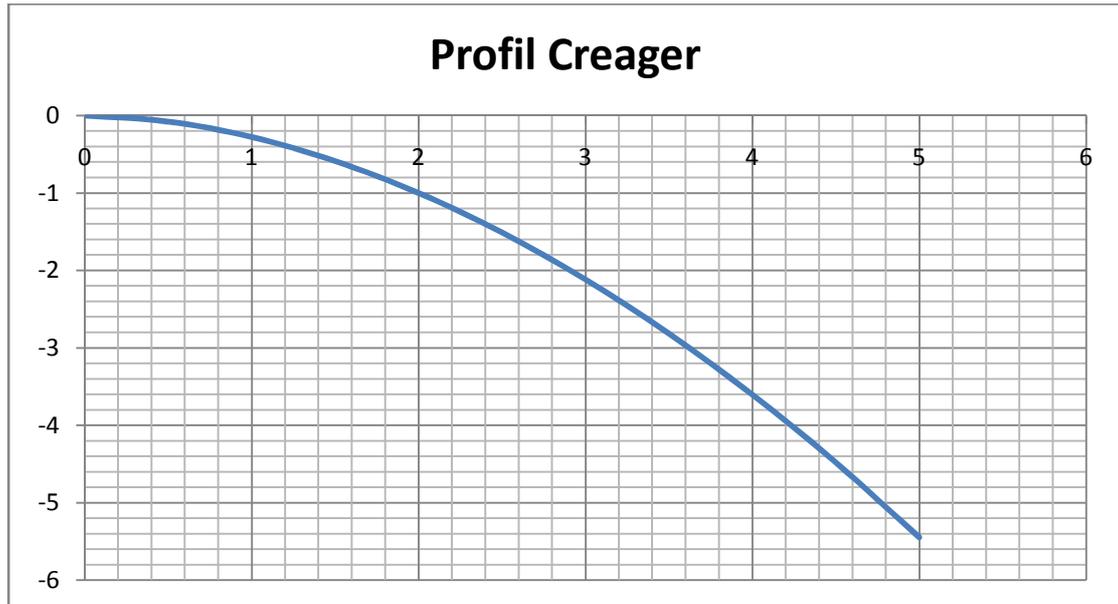


Figure. VI-5- Profil du déversoir type Creager

**VI-8-5 Nombre de pertuis et leurs larguer**

On détermine le nombre des pertuis (N) et la largeur « bp » des pertuis d'évacuation suivant des dimensions standardisées des vannes existantes sur le marché.

On doit par suite choisir le type de décomposition du barrage en section (Np) en fonction des dimensions des pertuis et des caractéristiques de sol de fondation

On prend : **bp 25 m** donc:  $N=55/25=2.2$

$$N=2$$

**Les piles coupées**

$$t_p = 2 \cdot \left[ \left( \frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) b_p + (0,5 \div 1,5) \right] m \dots\dots\dots (VI-38)$$

On aura :  $t_{pc} = 2 \times [(1/10) \cdot 25 + 1]$  d'où :

$$t_p = 6.5 \text{ m}$$

**Les piles non coupées**

$$t_p = 2 \cdot \left[ \left( \frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) b_p + (1 \div 3) \right] m \dots\dots\dots (VI-39)$$

On aura:  $t_p = 2 \times [(1/10) \cdot 25 + 1]$  d'où :

$$t_{pnc} = 6 \text{ m}$$

**Conclusion****Tableau VI.09** : tableau récapitulatif des dimensions des ouvrages annexes

Organes	$Q_{\max}$	D(mm)	L(m)	V (m/s)
Vidange de fond	16.92	1200	30	16.59
Prise d'eau	0.15	300	120	3.75
Dérivation provisoire	301.41	5000	170	20.74

Pour le déversoir on a un déversoir à seuil libre type Creager avec une charge déversée de **1.48 m** et une largeur de **55 m**.

## **Introduction**

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

### **VII-1 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.

**VII-1-1 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.

**VII-1-2 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.

**VII-1-3 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 figure (VII.1)

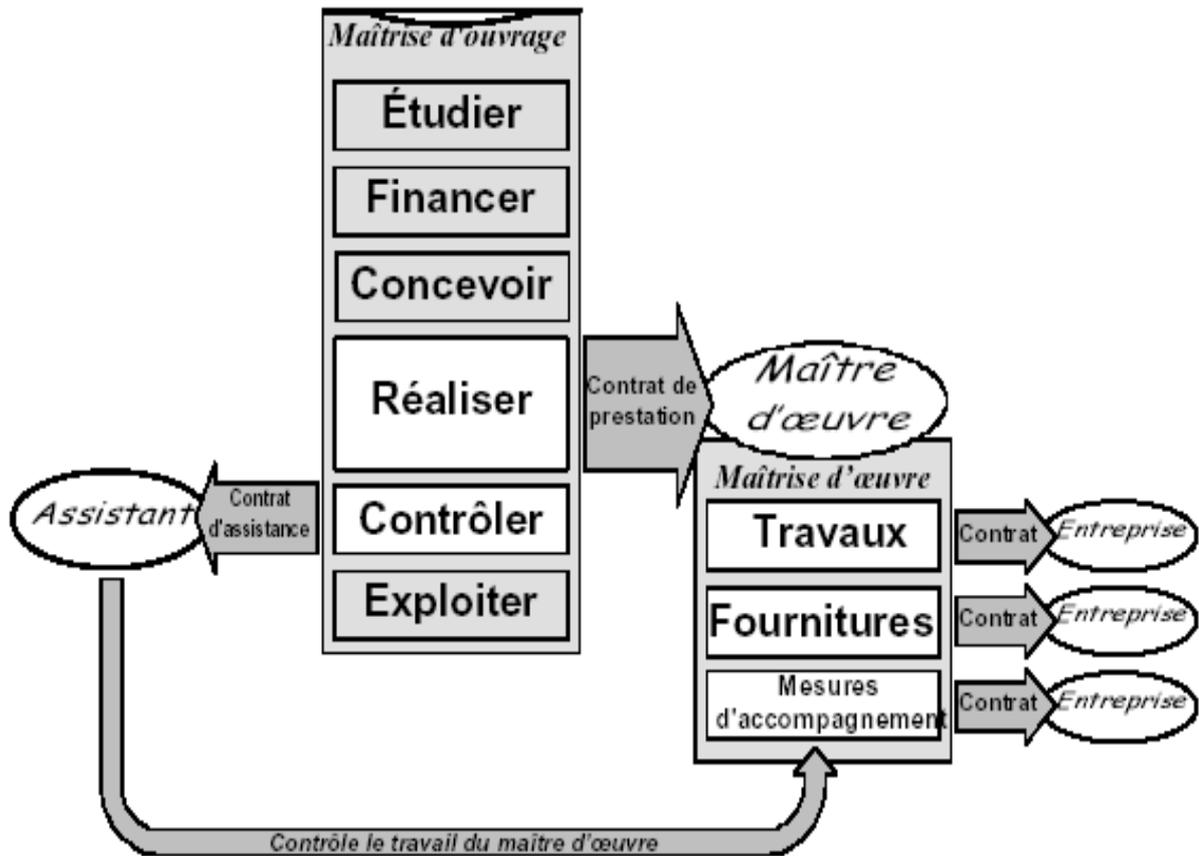


Figure VII-1 Relation entre les personnes du chantier.

**VII-2 Installations du chantier :**

**VII-2-1 Installations destinées au personnel**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**VII-2-2 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.

Tableau VII-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 est 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 les normes internationales 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 , 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.

**VII-2-3 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.

**VII-2-4 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.

**VII-3 Les moyens de chantier****VII-3-1 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.

**VII-3-2 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.

**VII-3-2-1 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 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.

**VII-3-2-1 Le matériel lié au type de barrage****a) 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.

**b) Le matériel de bétonnage**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

**VII-3-2-2 Le matériel spécifique**

On utilise comme matériel :

1. Les engins de forage et d'injection.
2. Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

**VII-4 Terrassement au niveau des installations de chantier****a)- Exécution des voies d'accès**

La desserte est composée de 2 pistes, la première mène vers la carrière et la deuxième vers le site des matériaux fins, se sont des pistes non revêtues.

**b)- Détermination des engins nécessaires**

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au 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. (m<sup>3</sup>/h)

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage de godet.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K<sub>f</sub> : 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 (m<sup>3</sup>/h).

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

### **VII-5 Dérivation provisoire**

Il est évident qu'il est 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

Sa réalisation comporte deux étapes :

- ✓ Excavation en terrain rocheux avec explosifs
- ✓ Coffrage et bétonnage de la galerie

### **VII-6 Réalisation de la digue**

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Béton BCR pour le barrage
- ✓ Béton armé pour la parement amont
- ✓ Coffrage lisse pour parement amont et aval

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.

#### **a) Définitions des engins nécessaires**

- Pelle brute
- Camion benne
- Bulldozer.

#### **b) Enrochement de protection des parements**

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.

**VII-7 Exécution de l'évacuateur de crue**

La réalisation de l'évacuateur de crue passera par plusieurs étapes :

- ✓ Excavation en terrain meuble
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs
- ✓ Coffrage lisse
- ✓ Béton arme pour déversoir et coursier

**VII-8 Exécution des travaux de bétonnage**

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 l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur.

**VII-9 Exécution de la vidange de fond :**

- ✓ Béton armé pour ouvrage de tête et autre
- ✓ Galerie horizontale pour la vidange
- ✓ Ventilation 1000 mm
- ✓ Batardeau et vanne glissante de garde
- ✓ Vanne glissante de sécurité
- ✓ Grille d'entrée

**VII-10 Travaux des injections**

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

**VII-11 Le devis estimatif**

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants pour la variante(V1) en BCR

**Tableau VII-2 : Devis estimatif de la digue**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Excavation en terrain meuble	m <sup>3</sup>	2825	295	8333375
2	Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m <sup>3</sup>	26420	490	12455800
4	Béton BCR pour barrage)	m <sup>3</sup>	154875	5600	867300000
5	Béton armé pour parements amont	m <sup>3</sup>	5490	8000	43920000
6	Coffrage lisse pour parement amont et aval	m <sup>3</sup>	14650	1500	21975000

**Tableau VII-3 : Devis estimatif de la vidange de fond**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Béton arme pour ouvrage de tête et autre	m <sup>3</sup>	150	8000	1200000
2	Galerie horizontale pour la vidange	m <sup>3</sup>	262	25000	6550000
3	Ventilation 1000 mm	ml	65	8000	520000
4	Batardeau	Unité	1	6000000	6000000
5	Vanne glissante de garde	Unité	1	20000000	20000000
6	Vanne glissante de sécurité	Unité	1	20000000	20000000
7	Grille d'entrée	Unité	1	160000	160000

**Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Excavation en terrain meuble	m <sup>3</sup>	0	295	0
2	Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m <sup>3</sup>	0	400	0
3	Coffrage lisse	m <sup>3</sup>	1700	1500	2550000
4	Béton arme pour déversoir et coursier	m <sup>3</sup>	10250	8000	82000000

**Tableau VII-5 : Devis estimatif de la prise d'eau**

PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Exécution du canal incline y compris excavation	m <sup>3</sup>	0	200000	0
2	Exécution du puits vertical de liaison	m <sup>3</sup>	700	25000	17500000
4	Conduite en acier D=500mm	m	125	18000	2250000
5	Vanne papillon	unité	4	5000000	20000000

En plus des couts de réalisation du barrage et de ses ouvrages annexes, on peut inclure d'autres travaux dans le devis estimatif de la réalisation du barrage.

Le tableau suivant nous donnera les renseignements nécessaires et cela pour différentes variantes :

**Tableau VII-6 : différents couts de construction du barrage**

h(m)	Couts de construction			10% travaux préparatoires et installations		
	V1	V2	V3	V1	V2	V3
	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD
45	1'082'846'600	2'256'846'750	2'205'890'550	108'284'660	225'684'675	220'589'055
50	1'188'963'525	2'425'256'350	2'363'221'150	118'896'353	242'525'635	236'322'115
55	1'333'092'350	2'622'266'400	2'549'812'950	133'309'235	262'226'675	254'981'295
60	1'487'991'625	2'858'069'400	2'772'339'500	148'799'163	285'806'940	277'233'950
65	1'665'974'175	3'130'452'175	3'032'536'500	166'597'418	331'045'218	303'253'650

**Suite du Tableau VII-6**

h(m)	Couts augmentes de 20% imprévus et divers			Cout total		
	V1	V2	V3	V1	V2	V3
	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD	Prix DZD
45	1'429'357'512	2'979'037'710	2'911'775'526	1629467564	3396102989	3319424100
50	1'569'431'853	3'201'338'382	3'119'451'918	1789152312	3649525755	3556175187
55	1'759'681'902	3'461'392'110	3'365'753'094	2006037368	3945987005	3836958527
60	1'964'148'945	3'772'651'608	3'659'488'140	2239129797	4300822833	4171816480
65	2'199'085'911	4'132'196'871	4'002'948'180	2506957939	4710704433	4563360925

Les coûts totaux pour le barrage de Bouzina peuvent être estimés à 2'239.2 millions DZD, soit environ 32 millions US \$ (taux d'échange: 70 DZD ≈ 1 US \$).

Avec :

V1 : barrage en BCR

V2 : barrage en terre avec noyau

V3 : barrage en terre avec masque

## VII-12 Planification

### VII-12-1 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 ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

### VII-12-2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

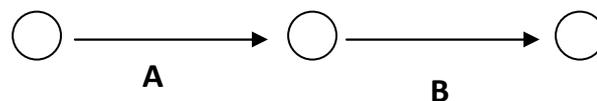
#### VII-12-2-1 Méthodes basées sur le réseau

##### 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 nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

**Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

**Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

**Détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

**VII-12-2-2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1<sup>ère</sup> phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

**2<sup>ème</sup> phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

**3<sup>ème</sup> phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

**VII-12-2-2-1 Les étapes de la planification**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

**a) 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.

**b) 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.

**c) Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**VII-12-2-2 Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

**TR** : Temps de réalisation ;

**DCP** : Date de commencement au plus tôt ;

**DCPP** : Date de commencement au plus tard ;

**DFP** : Date de finition au plus tôt ;

**DFPP** : Date de finition au plus tard ;

**MT** : marge totale. Et on a : 
$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

**VII-12-2-2-3 Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

**Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) , Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$
**VII-12-2-2-4 les plannings**

Il existe trois types de plan de travail

**a) 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.

**b) 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).

**c) 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).

**VII-12-2-2-5 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.

**VII-12-2-2-6 Symboles des différentes opérations**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-7 : symboles des opérations et leurs durées**

<b>Travaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Durée (mois)</b>
Route d'accès principal	A	1
Route d'accès a la carrière	B	2
Installation du chantier	C	2
Dérivation provisoire	D	9
Fondation du barrage	E	5
Construction des zones industrielles	F	3
Bétonnage du corps(BCR)	G	6
Vidange de fond et prise d'eau	H	4
Evacuateur de crue	I	7
Voiles d'étanchéité et de drainage	J	7
Mise en service	K	1

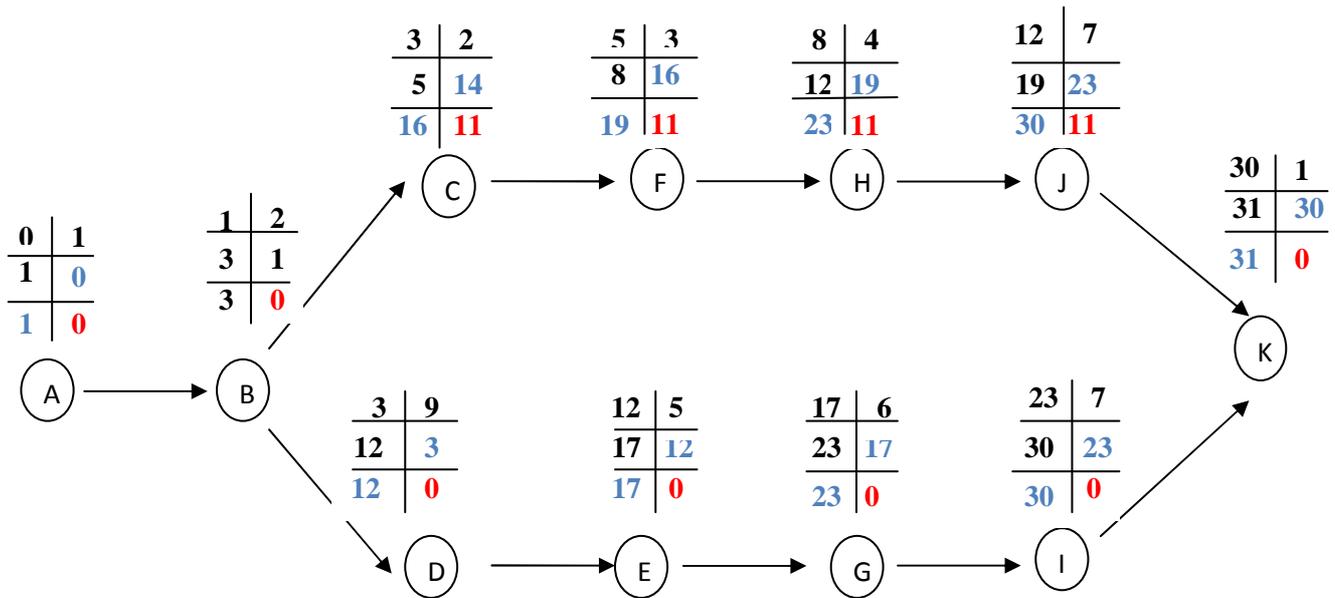
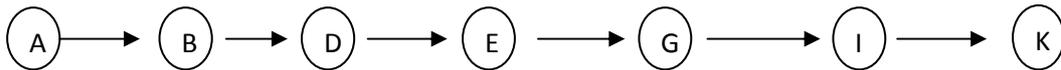


Figure VII.2: Réseau à nœuds.

Le chemin critique est :



Le temps nécessaire pour la réalisation du barrage est environs 30 mois

VII-12-2-3 Détermination des chemins critiques par la méthode du tableau :

Tableau VII-8 Résultats de calcul pour la méthode du tableau

Operations	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	2	1	3	1	3	0
C	2	3	5	14	16	11
D	9	3	12	3	12	0
E	5	12	17	12	17	0
F	3	5	8	16	19	11
G	6	17	23	17	23	0
H	4	8	12	19	23	11
I	7	23	30	23	30	0
J	7	12	19	23	30	11
K	1	30	31	30	31	0

Le chemin critique est : **A-B-D-E-G-I-K**

### **CONCLUSION**

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

**Introduction**

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle. Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toutefois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois.

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; beaucoup, lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale. De plus, tous les accidents font perdre du temps et de l'argent. Souffrances humaines et pertes économiques: le monde paie un lourd tribut aux accidents du travail.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation. 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 incontestable.

Mais faire œuvre de prévention ne peut être le seul fait de la direction, du service de protection ou du médecin attaché à l'entreprise. Il importe de donner à l'ensemble du personnel un véritable « esprit de sécurité » qui lui permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tous ceux qui, du manœuvre au chef de l'entreprise, participent à la production. Convaincre, enseigner, exploiter intelligemment ce bon sens qui est la chose du monde la mieux protégée, voilà en fait tout le secret.

**VIII-1 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.

**VIII-2 CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL**

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

**VIII-2-1 Causes humaines**

Ces causes peuvent être :

- ☞ La négligence des travailleurs;
- ☞ La fatigue;
- ☞ La distraction;
- ☞ Les gestes néfastes;
- ☞ Inaptitude mentale ou physique.
- ☞ Adoption de la solution de faciliter.

**VIII-2-2 Causes techniques**

- ☞ Les mauvaises conditions de travail;
- ☞ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage;
- ☞ Eclairage défectueux.
- ☞ Conditions climatiques défavorables

**VIII-3 Conditions dangereuses dans le chantier**

- ☞ Installation non protégée ou mal protégée;
- ☞ Outillages, engins et équipements en mauvais état;
- ☞ Matière défectueuse, stockage irrationnel;
- ☞ Protection individuelle inexistante;
- ☞ Défauts dans la construction;
- ☞ Eclairage défectueux;
- ☞ Facteur d'ambiance impropre;

- ☞ Conditions climatiques défavorables.

**Methodes et moyens de prevention**

- ☞ Assurer une protection individuelle
- ☞ Assurer un entretien continu
- ☞ Assurer un stockage rationnel
- ☞ Etre prudent

**VIII-4 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.

**Methodes et moyens de prevention**

- ☞ Protection individuelle obligatoire
- ☞ Développer l'esprit d'hygiène et de sécurité
- ☞ Avoir l'autorisation avant d'agir

**VIII-5 Mesures préventives**

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ☞ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante;
- ☞ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée;
- ☞ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger;
- ☞ Les abris doivent être airés et chauffés.

**VIII-6 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation**

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-1:** Plan de sécurité.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. -Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	-Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins; De l'éboulement des terrains.	-Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	-Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	-Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	-Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.

### VIII-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 :

- ◆ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- ◆ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- ◆ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par la méthode suivante :

#### VI.12.1. Ordonnance 66-183

**Art.85-** Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dont les conditions ci-après :

1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$$Q = q \cdot S \text{ (l/s)} \dots\dots\dots \text{(VI.01).}$$

Avec : q : débit d'air pour 1m<sup>2</sup> de section de la galerie, q=200 l/s.

S : section de la galerie, s= 5 m<sup>2</sup>.

$$Q = 1000 \text{ l/s. } Q = 1 \text{ m}^3/\text{s.}$$

#### ◆ *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 placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

☞ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

↳ **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 VI.2.

- **Tableau VIII.02:** Vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
01	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
02	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
03	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
04	Colonnes montantes	(1,5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
05	Pièces spécialisées (coudes)	(0,5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

↳ **Méthode d'équi friction**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

**VIII-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 (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

$$\text{Et } Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} (m^3 / s)$$

$$\text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m).}$$

**Conclusion**

Une source ininterrompue de pertes, de retard dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel.

Des milliers d'accidents grave ont leurs origines dans de simples blessures, qu'ont aurai pu éviter par l'emploi de dispositifs de sureté (casque, gants, masque et lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment, sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque dus a la négligence et a la non observation des règles les plus élémentaires de sécurité.

---

## Conclusion générale

Le but de notre étude est la recherche, si possible, une implantation proche des besoins à satisfaire, permettant le stockage du volume d'eau nécessaire en liaison avec les résultats de l'étude hydrologique, possibilité naturelles ou artificielles de remplissage, au meilleur rendement géométrique possible (rapport volume stocké/volume du barrage au quel est directement lié le cout de l'ouvrage).

La willaya de Batna est une région agricole et la construction d'un barrage sur l'oued Bouzina viendra fortifier et favoriser le développement du secteur de l'agriculture, assurer l'approvisionnement en eau des populations ce qui permettra leur maintien en leur assurant des réelles possibilités de développement afin d'améliorer la production agricole.

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de notre étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ La construction du barrage de Bouzina est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "barrage poids en BCR" s'est avéré économique et permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'œuvre locale.
- ❖ Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- ❖ En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.

Le projet du barrage de Bouzina est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des terres agricoles de la région de Batna.

---

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage en BCR tout en se basant sur les théories acquises tout au long de notre cursus universitaire. Et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

---

## 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]: G. REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.
- [04]: CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.
- [05] : B. TOUAIBIA : Polycope de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.
- [06]: GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977.
- [07]: PATRICK LE DELLIU : Les barrages : conception et maintenance, nouvelle édition, ENTPE collection, Presses universitaire de LYON, France 2007
- [08]:PROJET NATIONAL BaCaRa 1988-1996 : Le béton compacté au rouleau, Les barrages en BCR, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. France 1996.

## Pluies mensuelles et moyennes annuelles

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1972	69	36,3	27	30,4	31,7	22	38,2	19,9	0	16,5	0	0	291
1973	0	4,6	11,6	39,8	5,8	20	62,9	23,9	5,6	12,1	6,5	2	194,8
1974	19,4	3,5	2,5	0	9,6	56,4	26,5	12,5	91	0	0	5,2	226,6
1975	42,5	0	18,9	9,7	0	50,6	19,7	5,2	31	38,5	0	27,2	243,3
1976	6,5	35,4	27,8	17,2	92,9	0	2,5	33,1	97,3	7,5	0	6	326,2
1977	45	0	12,7	8	15,5	18,5	12,5	35	12,6	0	0	24	183,8
1978	4,5	49,9	3,4	6,1	34,3	23,6	20,8	42,3	2,7	15,7	0	4	207,3
1979	35,3	24,4	28,1	0,3	7,2	16,6	47,7	41,3	42,4	3,5	0	7,8	254,6
1980	39	0	66,4	57,6	1	28	21,8	24	3	18	0	7	265,8
1981	37,7	10,1	1	39,7	6,6	41	32,5	55	6	0	0,5	0	230,1
1982	18,5	39,5	110,5	12	0	15,4	6,5	3,5	8	8,5	0	17	239,4
1983	0	35,8	3,5	12	7	48	9,3	14,5	4	19,5	0	18	171,6
1984	3,5	63	24	18,2	15	28,5	37,7	10,5	69,5	0	0	0	269,9
1985	20,5	40,5	45,5	26	31,5	42,5	90	24	2,5	7	0	5	335
1986	85,5	58	23,2	26	16	37	9,5	15	17	19	10	1,5	317,7
1987	8	33	25,5	52,5	12	2	16,7	19,5	17	52,6	0	0	238,8
1988	31	11	24,5	57,5	1	62,5	6,5	46	47	44,5	0	47	378,5
1989	26,5	30	13,5	16	19	0	26,5	62,5	90,5	13,5	3	61	362
1990	14,5	7	38	23,5	6,5	30,5	24,5	22	1,1	5	1	26	199,6
1991	0	62,5	16	21	23	17	31,5	23,5	61,5	0	15,5	5,5	277
1992	58	13,5	42	23,5	2	47	21	8	25	0	2	4	246
1993	18,5	6,5	13,5	23	23	18,5	30,5	7,5	0	9	2,5	9,8	162,3
1994	78	49	19	7	30,5	2	42	20,5	18,5	16,5	0	13	296
1995	89,5	32	26	49,6	64	114,5	89	27,5	28,5	10	16	7	553,6
1996	16,5	0	0	20	48	10	10,5	57	0	6,7	0	16	184,7
1997	57	21,5	122,5	36,5	12,5	19,5	13	65,5	20,5	34,5	0	7	410
1998	21,5	14,5	15,5	18	27	11,5	14,5	9	12	36	1,5	9,5	190,5
1999	32,5	17	64,5	40	0	0	3	10	86,5	0	0	0	253,5
2000	30,5	4	11	63	52	7	0	1,5	31,5	0	0	0	200,5
2001	51,5	3	32	12,5	8	6,5	1,5	2	37	6,5	0	32,2	192,7
2002	7,7	29,4	69,2	17,3	84	0	14,2	46,6	9,6	40,4	13,5	5,3	337,2
2003	14	64,5	15,8	26,7	13,6	8,7	50,5	7,5	56,8	35,3	0	8,4	301,8
2004	5,2	25,7	40,1	97,7	0	25,5	10	7,6	8	21,6	0	0	241,4
2005	33,6	2	47	31,5	39,5	43,5	15	48,5	81	13	33,5	9	397,1
2006	58,6	9	47	23,2	16	30,5	45	57,5	6	2	0	4,5	299,3
2007	44,2	20,5	33	33	6	1	5,3	13	49	47	0	5,5	257,5
2008	12,7	85,1	0,7	55	74,5	36,5	96	84,5	62	25	0	8,5	540,5
2009	119,1	7,3	16,5	34	60	37,5	34,5	39	10	26	3	30,5	417,4
<b>Moy</b>	<b>33,9 3</b>	<b>25,64</b>	<b>30,78</b>	<b>29,32</b>	<b>24,22</b>	<b>26,48</b>	<b>28,08</b>	<b>28,26</b>	<b>31,12</b>	<b>16,51</b>	<b>2,93</b>	<b>11,74</b>	<b>289,05</b>

Source A.N.R.H

## Pluies maximales journaliers

Annee	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1972	42,5	25,6	27	19,8	13,2	13,3	10,4	19,9	0	10,5	0	0	42,5
1973	0	4,6	6,2	8,9	2,5	8,6	33,2	9,2	2,7	7	6,5	2	33,2
1974	12,5	3	2,5	0	7,4	16,5	8,3	7,5	25,1	0	0	5,2	25,1
1975	17,9	0	6,5	9,7	0	17,4	10,6	5,2	11,8	21,9	0	27,2	27,2
1976	5	12,2	9,7	11,2	55,2	0	2,5	19,9	82,3	7,5	0	6	82,3
1977	28,6	0	12,7	8	8	12,5	4	21	4,6	0	0	8	28,6
1978	4,5	21,5	2	2,5	14,5	7	4,4	18,5	2,7	8	0	2	21,5
1979	9,7	17,9	25	0,2	2,3	8,2	27,6	13	21	3,5	0	4,8	27,6
1980	19,9	0	23	28	1	18,5	10	10	3	11,5	0	7	28
1981	14,2	4	1	24,5	5	12	16	14	2	0	0,5	0	24,5
1982	7	21	20,5	4,5	0	8	3	3	5,5	7,5	0	9,5	21
1983	0	13,3	1,5	6	5	25	5,3	11,5	2	17	0	11	25
1984	3,5	26,5	17,5	6	6	19	10	6,5	22	0	0	0	26,5
1985	13	10	22	10,5	9,5	15	50	17	1,5	3,5	0	2,5	50
1986	29	24	6,5	11	6,5	16,5	3,5	7	7	9	8	1,5	29
1987	3,5	25	8,5	35	4	1,5	4,2	8	11	24	0	0	35
1988	23	4	7,5	35	1	23	4	24	46	15	0	40	46
1989	22	19	9	7,5	8	0	10	26,5	19,5	6,5	2,5	34	34
1990	3,5	5,5	14	10	4	13	15	6,5	1	5	1	23	23
1991	0	41	10	13	10	17	12	12,5	16	0	12	5	41
1992	24	6	31	7,5	1	14	5	4,5	9	0	2	2	31
1993	7	6,5	10	16	16	6	13	4	0	9	2,5	8,5	16
1994	24,5	14	19	5	16	2	22	16	18	7,5	0	4,5	24,5
1995	21	16	20,5	12,5	28	28	35	21	18	3,5	16	7	35
1996	9,5	0	0	9	20	4,5	10,5	15	0	3,8	0	10	20
1997	27	13	80	22,5	12,5	11	6,5	30	12	27	0	7	80
1998	21	5	7	7	7	5,5	5,5	8	7	16	1,5	7	21
1999	10	10	20	13	0	0	2	5	44	0	0	0	44
2000	22	3,5	5,5	20	27	4	0	1,5	19	0	0	0	27
2001	24	3	24	7,5	8	6,5	1,5	2	25,5	4,2	0	19,4	25,5
2002	4,2	26,9	22,2	7,9	30,7	0	14,2	16,5	6	30,1	13,5	1,9	30,1
2003	4	17,2	9,1	8	6,6	4,7	40,2	6,5	35,4	20,4	0	5,6	40,2
2004	4	10	21,2	36,9	0	10,2	4,2	7,6	8	11,2	0	0	36,9
2005	10,5	2	21,5	14,5	11	18	6	25,5	29	8,5	13,5	9	25,5
2006	50	7	25	9	8,5	16	16	17	3,5	2	0	2,5	50
2007	22	12,5	22	22	6	0,5	3	9	17	45	0	2,5	45
2008	8,2	29,5	0,7	32	16	15	30	23	35	15	0	6	35
2009	32	5,1	16	10	20	17	26	16	4,5	9	3	21	32
Moy	13,56	7,89	14,68	12,79	9,93	10,37	12,22	12,22	14,44	9,24	2,06	7,56	<b>32,24</b>

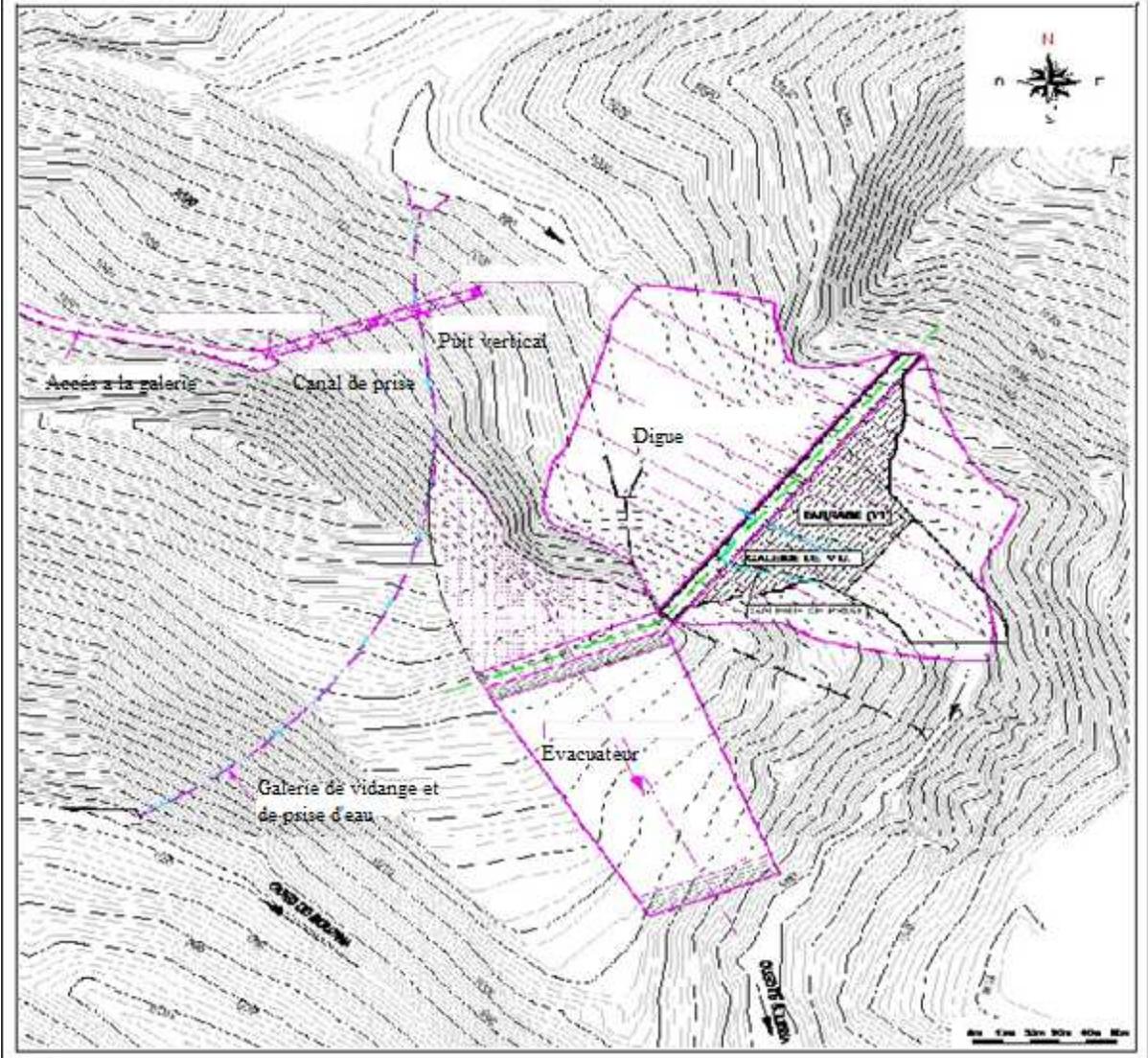
Source A.N.R.H

Calcul de  $B_{int}$

n	$\sqrt{n}$	Cv(n)	Cs(n)	F(n)p%	Kp%	Zp%
1	1	0,42	2,03	-0,8	0,66	0,24
2	1,414214	0,4808326	0,2474874	-0,8	0,7595837	0,28
3	1,732051	0,3925982	0,2020726	-0,8	0,8037009	0,2888973
4	2	0,21	1,0294118	-0,8	0,83	0,28
5	2,236068	0,3041052	0,1565248	-0,8	0,8479474	0,2602631
6	2,44949	0,2776088	0,1428869	-0,8	0,8611956	0,2328265
7	2,645751	0,2570158	0,2003212	-0,8	0,8714921	0,1995555
8	2,828427	0,2404163	0,1237437	-0,8	0,8797919	0,1616652
9	3	0,14	0,1166667	-0,8	0,8866667	0,12
10	3,162278	0,2150349	0,1106797	-0,8	0,8924826	0,0751744
11	3,316625	0,2050277	0,105529	-0,8	0,8974861	0,0276524
12	3,464102	0,1962991	0,2511474	-0,8	0,9018505	-0,022205
13	3,605551	0,1885981	0,2412946	-0,8	0,905701	-0,074113
14	3,741657	0,1817376	0,2325173	-0,8	0,9091312	-0,127836
15	3,872983	0,1755753	0,224633	-0,8	0,9122124	-0,183186
16	4	0,105	0,2175	-0,8	0,915	-0,24
17	4,123106	0,1649242	0,211006	-0,8	0,9175379	-0,298144
18	4,242641	0,1602775	0,205061	-0,8	0,9198612	-0,357502
19	4,358899	0,1560027	0,1995917	-0,8	0,9219987	-0,417974
20	4,472136	0,1520526	0,1945379	-0,8	0,9239737	-0,479474
21	4,582576	0,1483882	0,1898496	-0,8	0,9258059	-0,541924
22	4,690416	0,1449765	0,1854846	-0,8	0,9275118	-0,605259
23	4,795832	0,1417898	0,1814075	-0,8	0,9291051	-0,669417
24	4,898979	0,1388044	0,177588	-0,8	0,9305978	-0,734347
25	5	0,084	0,174	-0,8	0,932	-0,8
26	5,09902	0,133359	0,170621	-0,8	0,9333205	-0,866333
27	5,196152	0,1308661	0,1674316	-0,8	0,934567	-0,933308
28	5,291503	0,1285079	0,1644146	-0,8	0,935746	-1,000889
29	5,385165	0,1262728	0,1615549	-0,8	0,9368636	-1,069044
30	5,477226	0,1241505	0,1588395	-0,8	0,9379248	-1,137743
31	5,567764	0,1221316	0,1562566	-0,8	0,9389342	-1,20696
32	5,656854	0,1202082	0,1537957	-0,8	0,9398959	-1,27667
33	5,744563	0,1183728	0,1514476	-0,8	0,9408136	-1,346849
34	5,830952	0,116619	0,1492038	-0,8	0,9416905	-1,417476
35	5,91608	0,114941	0,1470568	-0,8	0,9425295	-1,488533
36	6	0,070	0,145	-0,8	0,9433333	-1,56
37	6,082763	0,1117913	0,1430271	-0,8	0,9441043	-1,631861
38	6,164414	0,1103106	0,1411326	-0,8	0,9448447	-1,704099
39	6,244998	0,1088871	0,1393115	-0,8	0,9455564	-1,776701

# Annexe I

Emprise des variantes des ouvrages annexes (V1 et V2)



# Annexe III