

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

**ECOLE NATIONALE SUPERIEUR DE L'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 DES OUVRAGES
ANNEXES (DERIVATION PROVISoire, VIDANGE DE FOND,
ET PRISE D'EAU) DU BARRAGE DE BENI-SLIMANE
(W. MEDEA)**

Présenté par :

M^r : BOUTAYANE Abdessalem

Promoteur :

M^r: M.D.BENSALAH

Devant le jury composé de :

Président: M^r : M.HASSANE

**Examineurs : M^{me} : A.ADDOU
M^r : A.HADJ SADOK
M^r : A.HEBBOUCHE**

Dédicace



Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère

A mes frères, ma richesse sur cette terre

A mes belles sœurs

A tous mes amis

- E.N.S.H :Djahid.Brahim.Marokane.Bourkia.Imad.Bachir.Abdelhadi.Ibrahim.
Sid ali.Ayoub
- Salhi.Hamza.Djamal.Hamza elhaj..Mabrouk.Banour.Daka.Kamal.Krimo .Babouni.Tarek

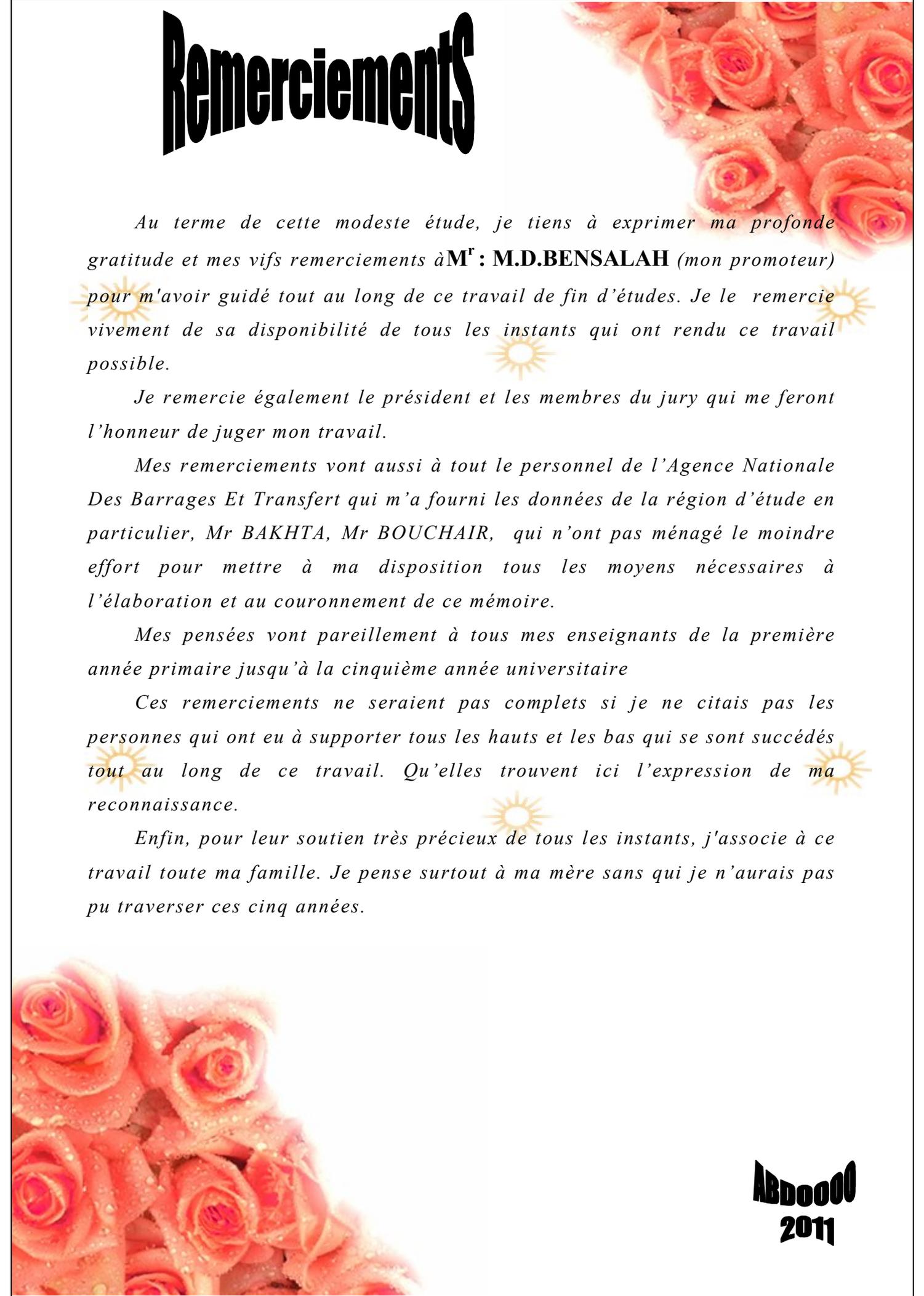
En un mot, à toute ma famille (BOUTAYANE), mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation




ABDOU
2011



Remerciements



Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M^r : M.D.BENSALAH (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 remercie 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 qui m'a fourni les données de la région d'étude en particulier, Mr BAKHTA, Mr BOUCHAIR, 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 les personnes qui ont eu à supporter tous les hauts et les bas qui se sont succédés tout au long de ce travail. Qu'elles trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Enfin, pour leur soutien très précieux de tous les instants, j'associe à ce travail toute ma famille. Je pense surtout à ma mère sans qui je n'aurais pas pu traverser ces cinq années.

**ABDOU
2011**

ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من اجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر ، ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية . وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها وتماماتها

وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة للمنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية المدية بالتحديد على مستوى وادي المالح. الذي يبلغ ارتفاعه حوالي 70 متر و سعة تقدر بمليون 33 متر مكعب كما تحققنا من ثباته

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui est perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de l'avant projet détaillé des ouvrages annexes d'un barrage dans la wilaya de Médéa et principalement sur l'Oued Mellah. une hauteur 70 m, et une capacité de 33 million m³ .

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a preparatory project detailed of the works annex of a stopping in the wilaya of Medea and mainly on the Wadi Mellah. the work of a height 70 m, and a capacity of 33million m³

Liste des planches :

Planche n°1 : Vue en plan de l'aménagement.

Planche n°2 : Coupe géologique et profil en long de la digue.

Planche n°3 : Profil en long de la galerie de dérivation.

Planche n°4 : Profil en travers au niveau du batardeau du barrage.

Planche n°5 : Coupe et détail de la tour de prise.

Sommaire

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

Chapitre I : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

Introduction	3
I.1.Objectif du barrage.....	3
I.2. Localisation de l'ouvrage	5
I.3.Synthèse des études préliminaires	5
I.3.1.Généralités	5
I.3.2.Etudes topographiques	5
I.3.3.Etudes géologique et géotechnique	6
I.3.3.1. Géologie régionale	7
I.3.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques.....	11
I.3.3.3.Sismicité	15
I.3.3.4.Reconnaitances in situ	17
I.3.3.5.Essais de laboratoire	21
I.3.3.6.Matériaux de construction	27
I.2.4. L'étude hydrologique	28
I.2.4.1 Généralités	28
I.2.4.2 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude	28
I.2.4.3 Précipitations	29
I.2.4.4. Etudes des crues	29
I.2.4.5 caractéristiques générales du bassin versant	30
I.3. Recommandations de l'étude d'impact	31
I.4. Synthèse de l'analyse des variantes	32
I.4.1.composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité.....	32
I.4.1.1.la digue.....	32
I.4.1.2.l'évacuateur de crue.....	32
I.4.1.3.la dérivation provisoire.....	32
I.4.1.4.la vidange de fond.....	32
I.4.1.5.la prise d'eau.....	33
Conclusion	33

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction	34
II.1.Le bassin versant.....	34
II.1.1.Caractéristiques générales du bassin versant	34
II.1.1.1.Caractéristiques géométriques	34
II.1.1.2.Caractéristiques hydro-morphologiques	34
II.1.1.3.Hypsométrie du bassin versant.....	36

II.1.1.4. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	43
II.1.1.5. Caractéristiques climatiques du bassin versant	50
II.2. Etude des précipitations	54
II.2.1. Homogénéisation des données	54
II.2.1.1. Test de la médiane ou test de Moody	54
II.2.2. Les précipitations maximales journalières	55
II.2.2.1 Choix de la loi d'ajustement	56
II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS	56
II.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	58
II.2.2.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)	61
II.2.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	64
II.3. Etude des apports	68
II.3.1. L'apport moyen interannuel (A0)	68
II.3.2. Caractéristiques de l'écoulement	67
II.3.2.1. Module de l'écoulement	67
II.3.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique	67
II.3.2.3. Lamme d'eau écoulée	67
II.3.2.4. Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement	67
II.3.3. Les apports fréquents	68
II.3.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi de Galton (log-normale)	68
II.3.3.2. Ajustement de la série des apports à la loi de distribution Pearson III	71
II.3.3.3. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%	73
II.3.4. Apport solide et Estimation de volume mort	74
II.3.4.1. Estimation de l'apport solide	74
II.3.4.2. Calcul du volume mort	76
II.4. Etude des crues	79
II.4.1. Déterminations des crues	79
II.4.2. Hydrogramme de crue	81
II.4.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski ..	81
II.4.3. Estimation de la crue de projet	86
II.4.4. Choix de la crue de chantier	89
II.5. Régularisation	90
II.5.1. Répartition mensuelle de l'apport A80%	90
II.5.2. Répartition mensuelle de la demande	91
II.5.3. Courbes « Hauteur-Capacité-Surface »	92
II.5.4. Calcul du volume utile	94
II.5.4.1. Détermination de la période à bonne hydraulité	94
II.5.4.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	95
II.5.4.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	96
II.5.4.4. Régularisation Interannuelle	10
II.6. Laminage des crues	104
II.6.1. Méthode de Kotcherine	105
II.6.1.1. Estimation du débit de crue laminée	105
II.6.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir	105
II.6.2. Calcul de la hauteur de barrage.....	110

II.6.2.1. Calcul de la revanche	110
II.6.2.2. calcul de largeur en crête	111
Conclusion	113

Chapitre III : DERIVATION PROVISOIRE

Introduction	114
III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire.....	114
III.2. choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie.....	114
III.3. Succussion des travaux.....	115
III.4. Calcul du canal de dérivation	115
III.5. Galerie de dérivation.....	119
III.5.1. Conception de l’Ouvrage.....	119
III.5.2. Calcul de section de la galerie de dérivation.....	120
III.5.2.1. Notion de la section avantageuse.....	120
III.5.2.2 Laminage de crues de chantier	120
III.5.2.3. La hauteur de la galerie de dérivation provisoire	123
III.6. Dimensionnement hydraulique	124
III.6.1. Canal d’amenée	124
III.6.1.1. La hauteur des murs de canal d’amené.....	124
III.6.2. La galerie	125
III.6.2.1. La Profondeur critique	125
III.6.2.2. Pente critique.....	125
III.6.2.3. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie	126
III.6.3. Dissipateur d’énergie	127
III.6.4. Canal de restitution	128
III.6.4.1. La hauteur critique	128
III.6.4.2. Pente critique	128
III.6.4.3. La profondeur normale	128
III.7. Batardeau	129
III.7.1. Calcul du niveau de la crête du batardeau	129
III.7.2. Détermination de la largeur de la crête	130
III.7.3. Pente des talus	131
III.7.4. Revêtements des talus	131
III.7.4.1. Talus aval.....	132
III.7.4.2. Talus amont	132
III.7.4.3. Dimensionnement du Drain tapis	133

Chapitre IV : VIDANGE DE FOND

Introduction	134
IV.1 But de l’étude	134
IV.2 Destination de la vidange de fond	134
IV.3 Type d’ouvrage de vidange	135
IV.3.1 vidange en charge	135
IV.3.2 vidange à écoulement libre	135

IV.3.3 Ouvrages de vidange à batardeau	135
IV.4. variante de vidange	135
IV.4.1. Galerie de la vidange	135
IV.4.2. Caractéristiques Hydrauliques	135
IV.4.2.1 Calcule de temps de vidange.....	135
IV.4.2.2 Calcule des pertes de charge singulières	137
IV.4.2.3. Maitrise de l'écoulement sous la vanne	138
IV.4.2.4. La vitesse a la sortie de la vanne.....	141
IV.4.2.5.Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie (après L'apparition de Ressaut hydraulique).....	141
IV.4.2.6 Calcul de la vitesse a la sortie de la galerie	143
IV.4.2.7 Le nombre de FROUD	143

Chapitre V : PRISE D'EAU

Introduction.....	144
V.1 Types des prises d'eau	144
V.1.1. Ouvrage de prise à but agricole	144
V.1.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau	146
V.2 Critères de choix d'une prise d'eau.....	146
V.3 la variante retenue	146
V.4 Dimensionnement hydraulique	147
V.4.1 Estimation du volume maximum pour l'irrigation	147
V.4.2 Calcul du débit maximum.....	147
V.4.3 Calcule de diamètre	148
V.4.3.1 Méthode de calcul	148

Chapitre VI : ETUDE GENIE CIVIL

VI.1.Stabilité du canal d'améné	150
VI.1.1Introduction	150
VI.1.2. Les combinaisons des charges	150
VI.1.3. Calcule des forces	153
VI.1.4. Stabilité au renversement	154
VI.1.5. Stabilité au poinçonnement	155
VI.1.6. Stabilité au glissement	156
VI.2. Ferrailage des éléments du canal	157
VI.2.1. Ferrailage du mur	157
VI.2.2. Ferrailage de la semelle	159
VI.2.3. Ferrailage de la bêche.....	161
VI.2.4.Ferrailage des contreforts	161
VI.3. Ferrailage de la galerie de dérivation	163
VI.3.1. Combinaison des charges sur la galerie.....	163

VI.3.2. Les dimensions de la galerie de dérivation	163
VI.3.3. Ferrailage du dôme.....	165
VI.3.4. Ferrailage du mur	165
VI.3.4.1. Calcul des armatures verticales	166

Chapitre VI : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1. installations du chantier	169
VII.1.1. Installations destinées au personnel.....	169
VII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	169
VII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins	170
VII.1.4. Installation destinées pour la préfabrication	170
VII.2. Les moyens de chantier	170
VII.2.1. les Moyens humains	170
VII.2.2. Les moyens matériels	170
VII.3. Planification	171
VII.3.1. Définition	171
VII.3.2. procédures de travail de planification	172
VII.3.3. Techniques de la planification	172
VII.3.3.1. méthodes basées sur le réseau	172
VII.3.3.2. Méthodes basées sur le graphique	174
VII.3.4. Choix de la méthode de calcul	174
VII.3.5. Les paramètres de la méthode C.P.M	174
VII.3.5.1. Chemin critique (C.C)	175
VII.3.5.2. Attribution des durées de chaque opération	175
VII.3.5.3. Les plannings	175
VII.3.6. Délai de construction et programme des travaux	176
VII.3.7. Les compositions du projet	177
VII.3.8. Détermination des chemins critiques	177
VII.3.8.1. Méthode de réseau à nœuds	177
VII.3.8.2. Méthode du tableau	178
Conclusion.....	181

Chapitre VI : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction.....	182
VIII.1. Causes des accidents de travail	182
VIII.2. Actions dangereuses dans le chantier	183
VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier	183
VIII.4 Les mesures de prévention contre les accidents.....	183
VIII.5. Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation.....	186
Conclusion.....	187
Conclusion générale.....	188

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.....	5
Tableau I.02 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe	11
Tableau I.03 Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation	12
Tableau I.04 : Coefficients d'accélération du séisme	16
Tableau I.05 : Caractéristiques des séismes de projet.....	17
Tableau I.06 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.....	18
Tableau I.07 : Etude de conception d'investigation de faisabilité. Résumé des indications des sondages	19
Tableau I.08 : Résumé des information des puits d'essaiss	20
Tableau I.09 : Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 1.....	22
Tableau I.10 : résultats des essais de compression simple	24
Tableau I.11 : résultats des essais de compression simple	24
Tableau I.12: récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	25
Tableau I.13 : volumes minimum des matériaux disponibles	28
Tableau I.14 :Résumé des données climatiques mensuelles mesurées à la station de Médéa.	28
Tableau I.15: Distribution moyenne mensuelle des précipitations bassin versant du barrage	29
Tableau I.16 : précipitation journalière maximale adoptée	29
Tableau I.17 : Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée	29
Tableau I.18 : Débits des crues pour différentes périodes de retour avec différentes méthodes	29
Tableau I.19 : Débits de pointe de crue recommandés	30
Tableau I.20 :les caractéristiques du bassin versant	30
Tableau I.21 : Choix du type de barrage	31
Tableau II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	37
Tableau II.02 : Détermination de l'altitude moyenne	40
Tableau II.03 : Récapitulatif des altitudes	40
Tableau II.04 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	41
Tableau II.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux	42
Tableau II.06: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	43
Tableau II.07 : classification des cours d'eau	44
Tableau II.08 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude	48

Tableau II.09 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	49
Tableau II.10 : températures moyennes mensuelles	50
Tableau II.11 : répartition mensuelle de l'évaporation	51
Tableau II.12 : répartition mensuelle de l'humidité relative	54
Tableau II.13 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	52
Tableau II.14 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude	53
Tableau II.15 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	53
Tableau II.16 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans	56
Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gauss	57
Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	58
Tableau II.18 : Ajustement à la loi de Gumbel	69
Tableau II.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	60
Tableau II.20 : Ajustement à la loi de Galton	62
Tableau II.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	62
Tableau II.22 : Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	65
Tableau II.23 : récapitulatif des apports observés à la station de Beni-Slimane	68
Tableau II.24 : Ajustement à la loi de Galton	70
Tableau II.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	71
Tableau II.26 : Ajustement à la loi de Pearson III	72
Tableau II.27 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%	73
Tableau II.28 : valeur de α en fonction de la perméabilité	75
Tableau II.29 : récapitulatif des résultats du volume mort	78
Tableau II.30 : Ajustement à la loi de Gumbel	80
Tableau II.31 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	80
Tableau II.32 : débits fréquentiels calculés	81
Tableau II.33 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ)	82
Tableau II.34 : débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue	83
Tableau II.35 : Catégories des dommages résultant des crues	87
Tableau II.36 : Crues de projet recommandées	87
Tableau II.37 : Choix de la crue de projet	88
Tableau II.38 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%	90
Tableau II.39 :répartition mensuelle des besoins	91
Tableau II.40 : Surfaces submergées et les volumes d'eau	92
Tableau II.41 : détermination de la période à bonne hydraulicité	94
Tableau II.42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	95

Tableau II.44 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	98
Tableau II.44 : Les volumes des pertes dans la retenue	103
Tableau II.45 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	99
Tableau II.46 : Détermination de la période d'étéage	101
Tableau II.47 : tableau de Radkovitch $r = f(\text{module spécifique})$	102
Tableau II.48 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine	106
Tableau II.49 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	106
Tableau II.50 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	107
Tableau II.51 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	107
Tableau II.52 : les différents résultats de la revanche	111
Tableau II.53 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées	112
Tableau II.54 : caractéristiques du barrage.....	112
Tableau III.01 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.....	117
Tableau III.02 : tableau qui donne le débit laminaire et le débit sorte en fonction de (h)	121
Tableau III.03 : tableau qui résumé les résultats de calcul du tirant d'eau	123
Tableau III.04 : Tableau qui résumé les résultats de calcul du Tirant d'eau	124
Tableau III.05 : les valeurs de la revanche selon les différentes méthodes (m)	130
Tableau III.06 : valeur de la largeur en crête selon les différentes méthodes (m)	130
Tableau III.07 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue.....	131
Tableau IV.01 : Coefficient β qui prend en considération la forme des barres.....	138
Tableau IV.02 : Calcul d'Intégration numérique	139
Tableau IV.03 : calcul de temps de vidange pour différentes section choisies.....	140
Tableau IV.04 : les calculs hydraulique au niveau de la vanne.....	142
Tableau IV.05 : Calcule de la profondeur normale.....	143
Tableau V.01 : La distribution mensuelle de la demande	147
Tableau V. 02 : Ajustement de diamètre de la conduite de l'irrigation.....	149
Tableau VI. 1 Caractéristiques mécaniques du sol.....	153
Tableau VI. 2 : le Redimensionnement de canal d'amené.....	153
Tableau VI. 3 : résultat des forces et des moments par chaque 1 m de hauteur.....	158
Tableau VI.4 : Ferrailage adopté.....	158
Tableau VI.5 : Résultats.....	165
Tableau VII.01 : symboles des opérations.....	177
Tableau VII.02 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	178
Tableau VIII- 01 : plan de sécurité.....	186

Liste des figures

Figure I.01-a : L'emplacement du site de Beni-Slimane et les limites du réservoir	4
Figure N°I.01-b : Localisation du barrage de Beni-Slimane	4
Figure I.02 : Topographie des bassins versants de Beni-Slimane.....	6
Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude	8
Figure I.04-a : Sismicité et encadrement sismotectonique du barrage de Beni Slimane	16
Figure I.04-b : Carte de micro zonage sismique du territoire national.....	16
Figure II.01 : Rectangle équivalent	36
Figure II.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant	38
Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique	39
Figure II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant	45
Figure II.05 : Profil en long du cours d'eau principal	48
Figure II.06 : Répartition mensuelle des températures	50
Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation	51
Figure II.08 : Répartition mensuelle de l'humidité	52
Figure II.09 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	52
Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations	54
Figure II.11 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss	58
Figure II.12 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	61
Figure II.13 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	63
Figure II.14 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel).....	63
Figure II.15 : Pluies de Courtes durées	66
Figure II.16 : Intensité –Durée –Fréquence	67
Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel	68
Figure II.18 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	71
Figure II.19 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Pearson III	72
Figure II.20 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III)	73
Figure II.21 : représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%	74
Figure II.22 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	81
Figure II.23 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY).....	85
Figure II.24 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans.....	89
Figure II.25 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.....	90
Figure II.26 : courbes « Hauteurs-Capacité-Surface	93
Figure II.27 : courbe volumétrique ($S=f(V)$)	97
Figure II.28 : Courbes $H=f(Q,q)$	108
Figure II.29 : courbes $V_d=f(Q, q)$	109
Figure III. 01 : schéma de la galerie de dérivation	119
Figure III. 02 : le débit laminé et le débit sortant de la galerie en fonction de (h).....	122
Figure III. 03 : ligne d'eau dans la galerie	126
Figure IV. 1 : Schème explicative d'une vidange de fond type galerie.....	136
Figure IV. 2 : Schéma explicative de la grille.....	137
Figure IV.3 : Schéma explicative de la Vanne.....	138
Figure IV.4 : Schéma explicative pour le calcul de temps de vidange.....	138
Figure IV.5 : la fonction $\frac{A(h)}{\sqrt{H}} = F(H)$	141
Figure V.01 : La demande en irrigation	147

Figure VI.1 : Schéma explicatif d'un canal en béton armé.....	150
Figure VI.2 Schéma explicatif de combinaison des charges.....	150
Figure VI.3 : représentation des force qui agissent sur le mur de canal d'amené.....	157
Figure VI.4: combinaison des charges.....	163
Figure VI.5: les dimensions de la galerie de dérivation.....	163
Figure VI.6: Schéma représentatif de la galerie.....	164
Figure VI.7: Spectre de réponse.....	164
Figure VII.01 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.....	169
Figure VII.02: Diagramme de Gantt.....	170
Figure VIII.01 : Organigramme de la prévention.....	185

Introduction

Générale

Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour que l'agriculture évolue, il faut qu'il y ait de l'eau en quantité suffisante surtout le cas de l'Algérie où les modes d'irrigation sont traditionnelles qui consomment beaucoup d'eau ainsi que le développement industriel de notre pays, et d'une part l'homme ne peut pas vivre sans eau.

C'est dans ce cadre que le secteur de l'hydraulique s'est vu accorder une attention particulière de la part des instances politiques du pays, et un plan ambitieux de développements des infrastructures hydrauliques a été élaboré.

Ce plan concerne notamment l'édification de plusieurs barrages parmi lesquels figure le site du futur barrage **Béni Slimane** dans l'oued Mellah. Ce barrage est destiné pour l'irrigation.

L'objectif de mon travail est l'étude d'A.P.D. (avant projet détaillé) des ouvrages annexes (Dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau) de ce dernier.

La conception de ces ouvrages et une science de maîtrise des rivières, pour assurer le bon fonctionnement et la sécurité de la réserve, par conséquent, ils occupent une place importante dans l'aménagement hydraulique.

C'est pour cela qu'il faut lui accorder une attention particulière pendant la conception et la réalisation, afin de pouvoir adapter à chaque ouvrage, les conditions topographiques géologiques pour son implantation et son fonctionnement parfait.

Le contenu comprendra huit chapitres repartis comme suit :

Le chapitre un sera un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'études NINHAM SHAND.

Tout dimensionnement d'un barrage s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique du barrage et de ses ouvrages annexes. La détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques et de température. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont importants pour l'analyse qui suit. tel est le but du chapitre deux dit « étude hydrologique ».

On consacrera 3 chapitres pour l'analyse des ouvrages annexes (dérivation provisoire, vidange de fond, prise d'eau)

Le chapitre qui suit sera consacré à l'étude de Génie civil

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

Pour conclure un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

CHAPITRE I

Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

Introduction :

Le barrage de Beni-Slimane se situe sur Oued Mellah, dans willaya de Médéa, est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude d'avant projet sommaire (APS) a été faite par un bureau d'études portugais appelé COBA et l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'études NINHAM SHAND.

I.1.Objectif du barrage :

Le barrage de Beni Slimane aura pour objectif de stocker et régulariser les apports de l'oued Mellah,

Les eaux fournies par ce barrage seraient destinées à l'irrigation des 1267 ha des terres agricoles car la population locale s'occupe en général de l'agriculture, La majorité des terres agricoles à l'aval du site du barrage sont cultivables, parmi les cultures agricoles pratiquées les céréales (blé, orge, avoine), les cultures maraîchères, arborescences et cultures industrielles.

I.2. Localisation de l'ouvrage :

Le site du barrage de Beni-Slimane est situé sur l'oued Mellah, dans la Wilaya de Médéa, à environ 7 km au sud de la ville de Beni-Slimane. L'oued Mellah est un affluent par la rive droite de l'oued Isser. Au site du barrage de Beni-Slimane, le bassin versant dominé Confine par le sud-ouest avec le bassin de l'oued Kherza/Mellah1 et par le sud-est avec le bassin de l'oued Zetoua. C'est la confluence de ces deux oueds qui donne origine à l'Isser. Par le sud, le bassin de Beni-Slimane confine avec le bassin de l'oued El Ham, lequel draine vers le sud-est et qui appartient au bassin intérieur du chott el Hodna. Voir les figures I.01-a, et I.01-b. Les coordonnées U.T.M du site sont:

X=530,686 km

Y=4002,225 km

Z=657 m N.G.A

Le site du barrage de Béni Slimane est accessible à partir du chemin CW20 liant Souagui à Djouab. Ce chemin se prolonge par une piste carrossable jusqu'à Sidi Ahmed Ben Chikba, à partir d'où aucun accès n'existe actuellement.

La route qui assurera l'accès au barrage aura donc deux tronçons distincts, le premier entre le CW20 et Sidi Ahmed Ben Chikba long de 4,1 Km et le deuxième entre Sidi Ahmed Ben Chikba et le barrage long de 2,5 Km

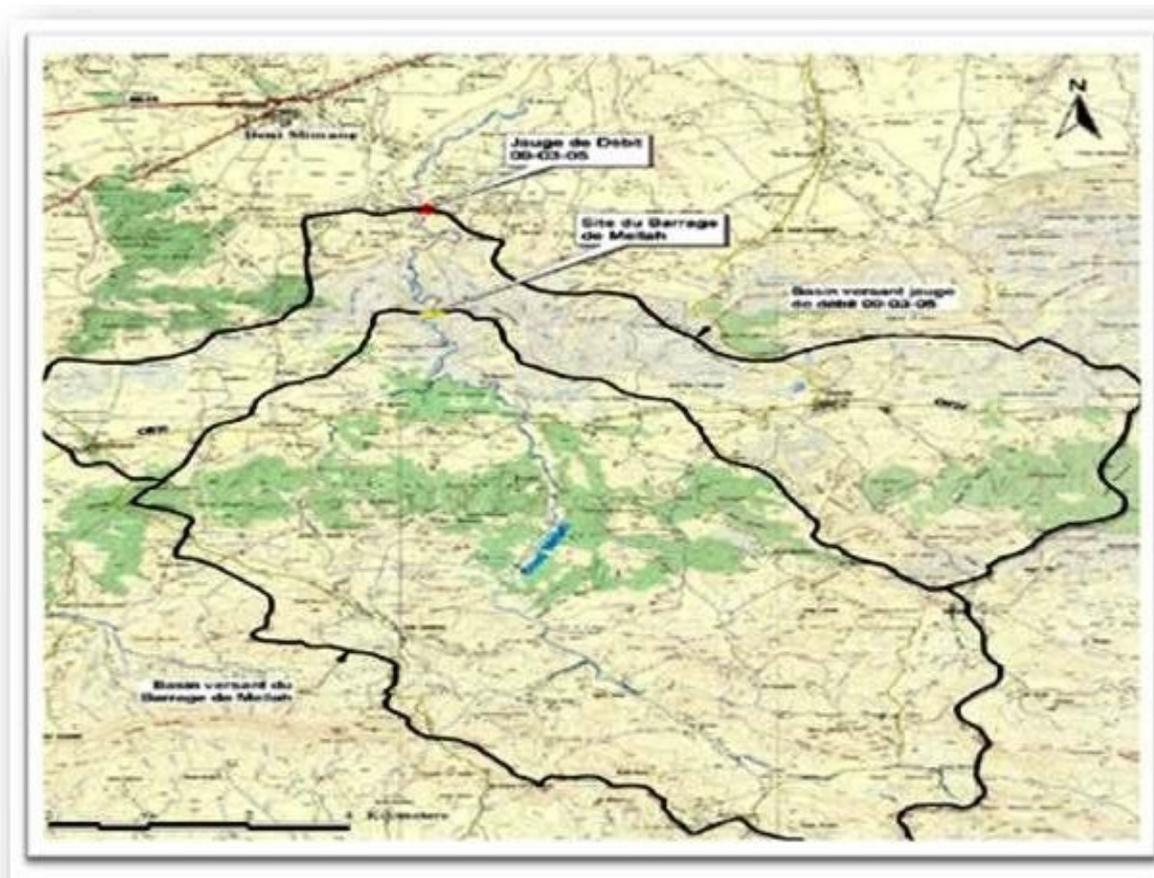


Figure I.01-a : L'emplacement du site de Beni-Slimane et les limites du réservoir.
 Source : A.N.B.T.



Figure N°I.01-b : Localisation du barrage de Beni-Slimane.
 Source : A.N.B.T.

I.3.Synthèse des études préliminaires :

I.3.1.Généralités :

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

I.3.2.Etudes topographiques :

Le site du barrage de Beni-Slimane est localisé sur l'oued Mellah, dans la Wilaya de Médéa, à environ 7 km au sud de la ville de Beni-Slimane. L'oued Mellah est un affluent par la rive droite de l'oued Isser. Au site du barrage de Beni-Slimane, le bassin versant dominé draine une superficie totale de 178 km², confinant par le sud-ouest avec le bassin de l'oued Kherza/Mellah¹ et par le sud-est avec le bassin de l'oued Zetoua. C'est la confluence de ces deux oueds qui donne origine à l'Isser. Par le sud, le bassin de Beni-Slimane confine avec le bassin de l'oued El Ham, lesquels drainent vers le sud-est et qui appartient au bassin intérieur du chott el Hodna.

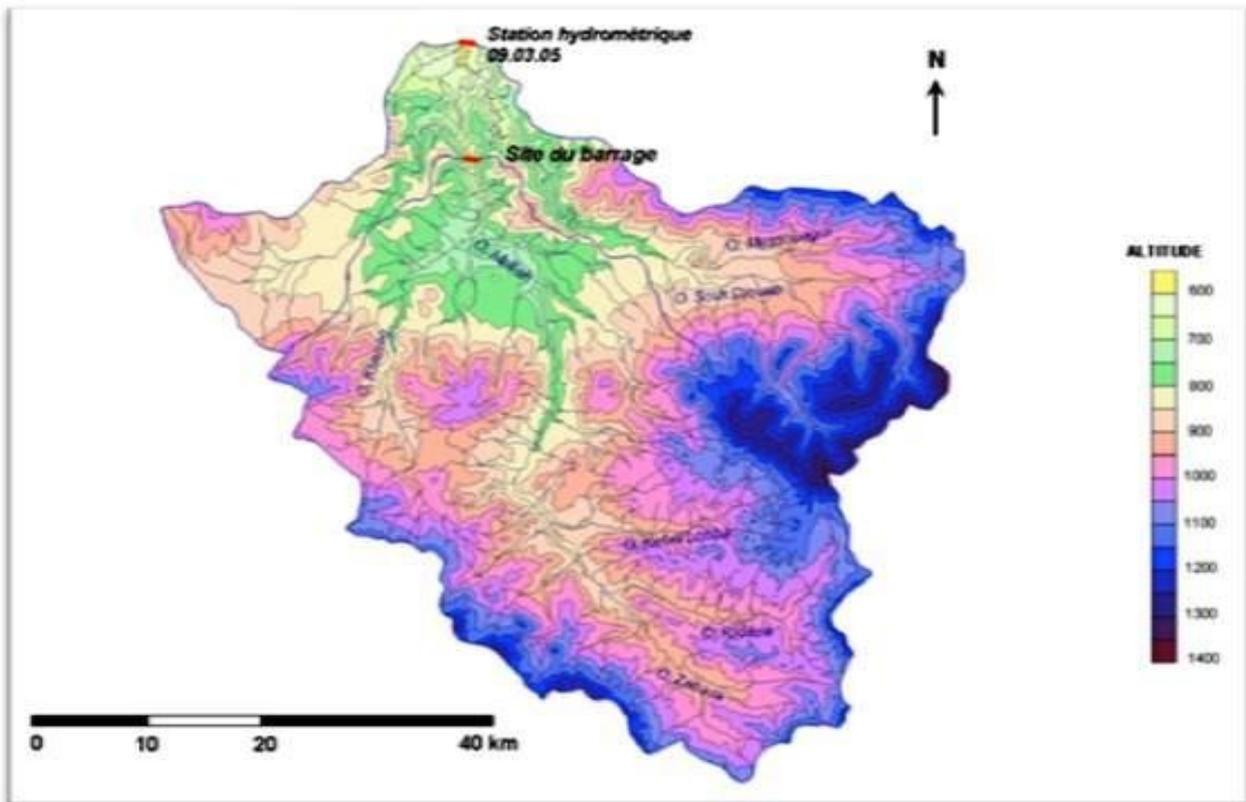
Les caractéristiques topographiques de la cuvette définie par le site du barrage permettent la création d'une retenue avec capacité de stockage importante, laquelle permettra la régularisation interannuelle des apports de l'oued. Le débit régularisé ainsi obtenu, assez significatif, sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval.

Le bassin versant de Beni-Slimane a une forme allongée, avec un indice de compacité de Gravelius égal à 1,3. Le rectangle équivalent à 24,2 km de longueur et 7,3 km de largeur.

Les principales caractéristiques morphométriques du bassin versant sont indiquées dans le tableau I.1 et la figure I.02.

Tableau I.1 – Caractéristiques morphométriques des bassins versants.

paramètres	unité	Beni-Slimane
superficie du bassin	Km2	178
altitude moyenne	M	935
altitude maximale	M	1370
altitude minimale	M	656.5
pente moyenne bassin	M/Km	~21.3%
longueur de l'oued principal	Km	30
pente moyenne de l'oued principal	M/Km	22.8



Source : A.N.B.T.

Figure I.02 :Topographie des bassins versants de Beni-Slimane.

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

- Carte topographique de Souagui au 1/50.000, code :N°111-B70C17.
- Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de la retenue,
- Carte d'état major de Beni-Slimane, Nj-31-IV-7 (EST) à l'échelle : 1/50000
- Photographiques aériennes, stéréographiques, a l'échelle $\pm 1: 40\ 000$.

I.3.3.Etudes géologique et géotechnique :

Les objectifs principaux des investigations étaient d'obtenir les informations sur:

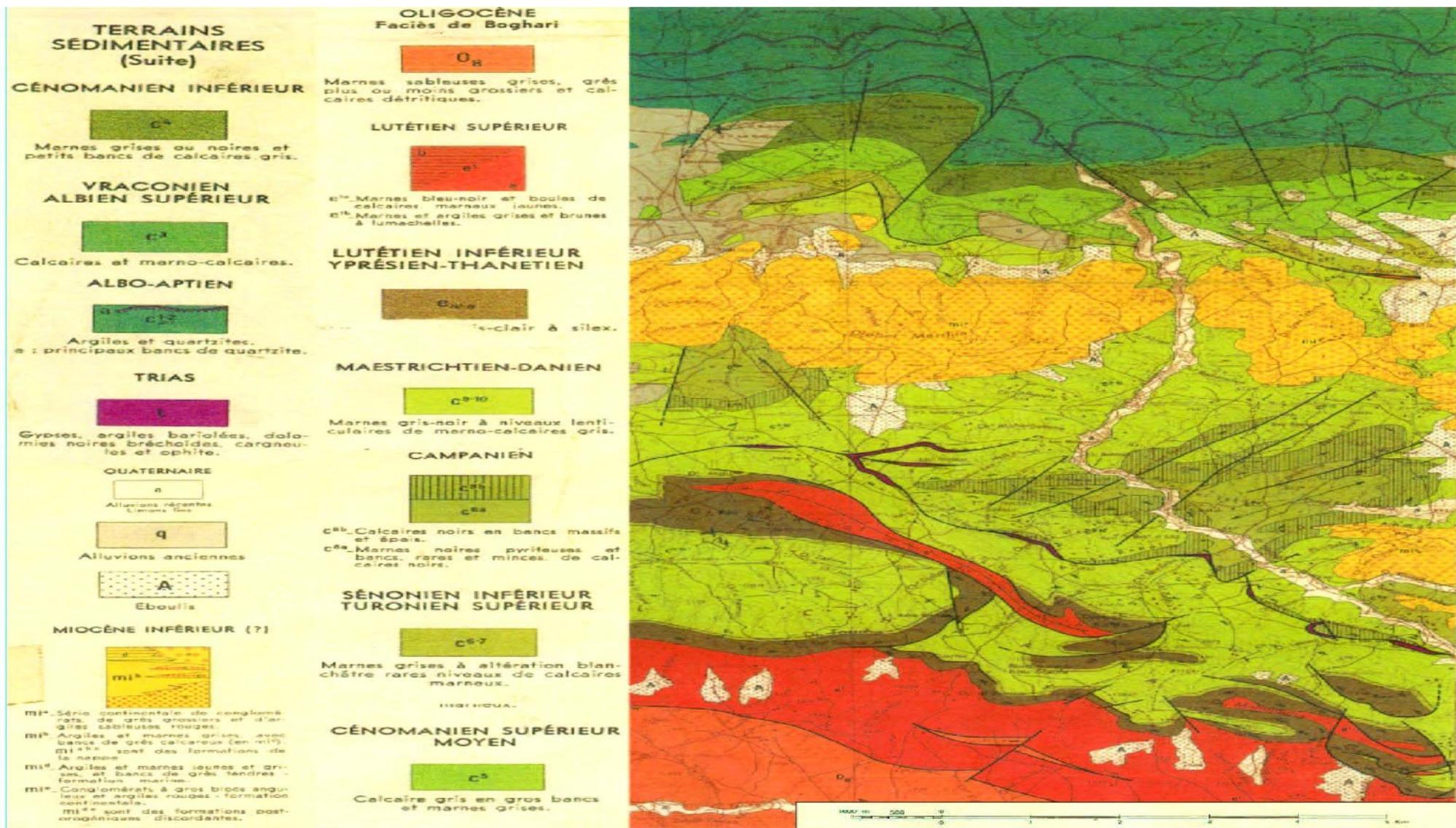
- Le bassin de rétention d'eau et la zone aval.
- La situation du site, afin de comprendre et expliquer les effets de terrassement et de construction par rapport à la stabilité des pentes, les eaux souterraines et la perméabilité du bassin réservoir.
- Les conditions de fondation, la distribution et les propriétés des différents matériaux de fondation, la perméabilité, la solidité et le terrassement des différentes classes de matériaux, la convenance des matériaux de terrassement comme matériaux de construction, et des caractéristiques des discontinuités géologiques qui pourraient influencer la fondation.
- A partir des investigations, une carte géologique à l'échelle 1:1000 du site de barrage a été préparée. La carte comprend les zones adjacentes qui couvrent les ouvrages auxiliaires

principaux comme l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange. Les coupes géologiques ont été préparées pour mettre en évidence les aspects qui affecteront l'axe du barrage et les ouvrages auxiliaires comme l'évacuateur de crues et l'ouvrage de vidange.

- En plus une carte géologique du bassin de rétention à l'échelle 1:5000 a été préparée. Cette carte permettra d'identifier les formations rocheuses et les aspects qui pourraient affecter la perméabilité du bassin.

I.3.3.1. Géologie régionale:

Le site du barrage de Béni Slimane est situé au Nord de l'Algérie, dans la région des montagnes de l'Atlas. La chaîne Atlasique est orientée Est-Ouest et s'étend du Maroc à l'Ouest jusqu'à la Tunisie à l'Est ; au Nord, est limité par la Méditerranée et, au Sud, par la grande faille Sud-Atlasique. C'est une région mobile très plissée, structurée par l'orogénèse alpine, englobant le domaine Tellien, les Hautes Plaines et l'Atlas Saharien. L'Atlas Saharien se compose de dépôts sédimentaires de plateforme épicontinentale jusqu'à 10 000 m d'épaisseur, qui ont été moyennement plissés et fracturés. Les roches et matériaux actuels se composent de grès, d'argiles, de marnes et de roches calcaires. L'Atlas Tellien inclut un ancien complexe cristallophyllien de base constitué par gneiss, schistes et granites, ainsi que des formations paléozoïques légèrement métamorphisées (les grès, les schistes et les pélites avec formations de « flysch » mésozoïques et cénozoïques) et quelques dépôts terrigènes et carbonatés. Ces roches ont été plissées et fracturées, formant une structure complexe.



b)-Geologie du site du barrage :

Le site de Mellah est situé dans une cluse creusée à travers les marnes et quartzites Albo-Aptien constituant le Djebel M'Chelfak.

En surface les dépôts sont constitués essentiellement de marnes de couleur gris-bleues, alternant avec des bancs de calcaires ou de calcaire marneux. L'ensemble est démontré à des distances régulières des bancs de grès quartzeux grossièrement orientés Est-Ouest.

Les formations géologiques rencontrées dans la zone délimitée par le site proprement dit, et la route Souagui-Djouab, se présentent du Sud vers le nord comme suit :

- Le Cénomaniens Supérieur et moyen : constitué de marnes grises et de calcaires en gros bancs. La route Souagui-Djouab passe entièrement dans cette formation.
- Le Cénomaniens inférieur : représenté par environ 150 m de marnes noires avec de petits calcaires, auxquelles succèdent des marnes grises à niveaux calcaires fins.
- Le Vraconien Albien supérieur : il comprend une succession d'environ 110 m d'épaisseur composée de calcaire noir, de marnes noirs et de calcaires gris noirs, sous forme lenticulaires.
- L'Albo – Aptien : Cette formation est la plus importante du site étudié, par son extension et par le fait qu'elle constitue l'assise principale.

L'Albo-Aptien se présente sous forme d'une puissante formation dont l'extension va au delà de la feuille de Souagui (au nord). Elle est formée par une alternance de:

- marnes noduleuses grises à rares petits niveaux de calcaire noirs, et de marnes calcaires.
- calcaires fins, et calcaires gréseux.
- grès moyens, de marnes grises et de grès quartzeux brun rouille.

Au niveau du site étudié, on observe en surface une masse marneuse gris-bleu renfermant des intercalations de bancs centimétriques de calcaire à grains fins, de calcaire marneux et de grès fin.

Cette masse marneuse est traversée à distances régulières par des bancs de grès quartzeux grossièrement orientés Est-Ouest. L'épaisseur des bancs de grès varie entre 7 et 10 m, avec un pendage globalement orienté vers le Sud ou le Sud-Est.

Dans le fond de la vallée et les appuis on observe la présence des différents niveaux de dépôts de terrasse, de dépôts alluvionnaires de réduite épaisseur et des colluvions.

c)-Geologie de la cuvette :

La cuvette du barrage est représentée par les mêmes séries géologiques observées au niveau du site du barrage.

La succession géologique du sud vers le nord est constituée par une série monoclinale, subdivisée en trois parties.

i) **Zone A:** la partie sud du barrage formant la queue de barrage limitée par deux coudes de l'oued Mellah. Ces deux zones à méandre assez prononcé dont l'un au sud vire vers l'ouest et l'autre plus au nord vire vers le nord sont marqués par deux failles verticales décrochantes. Ces deux failles détournent donc le cours de l'oued Mellah. Le Vraconien (en bleu sur la carte) présente dans cette zone un pendage sub-horizontal vers le sud.

ii) **Zone B:** la partie médiane nord limitée au sud par la faille décrochante et au nord par le site du barrage. Cette zone est caractérisée par une série monoclinale allant de l'Albo-Aptien constitué par des alternances de bancs de pélites marneuses de bancs calcaires et de bancs gréseux.

iii) **Zone C:** la partie nord passant le long de l'oued Mellah d'amont en aval croisant l'axe du barrage montre:

- En amont du site de barrage une structure monoclinale (les bancs de grès assez réguliers soulignent la stratification) entrecoupés par une faille subverticale au niveau de la cuvette;
- Au niveau aval immédiat de l'axe du barrage, une structure anticlinale à axe déjeté vers le nord et souligné par une faille au niveau de l'axe de direction Nord 140°. C'est donc un pli à axe faillé. La cassure est visible sur le terrain;
- Au niveau plus aval du site une structure synclinale dont l'axe de direction Nord 140° se confond avec le méandre de l'oued. Ce synclinal à flancs redressé est lui-même repris par des failles décrochantes de direction nord 130° à Nord 140° de direction grossière semblable à l'axe du pli synclinal. Cette structure en pli anticlinal suivi d'un pli synclinal recoupé par d'autres failles se ressent aussi sur la rive droite au niveau du flanc droit du versant de l'oued.

I.3.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques:

a) Etude des eaux souterraines :

Le bassin versant du barrage de Mellah est entouré de montagnes dont leurs élévations changent de 1300m NGA dans les hauteurs du bassin versant à environ 670m NGA au site du barrage. Le bassin versant, d'une superficie de 178 km², a des précipitations en hiver, environ 70% des précipitations moyennes annuelles ont lieu entre novembre et avril.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches.

Tableau I.02 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe.

Location	No. du sondage	Côte du sondage (m)	Profondeur verticale de la nappe phréatique (m)	Côte de la nappe phréatique (m)
Axe de la digue	S2	712.50	12.20	701.93
	S3	702.38	8.55	693.83
	S4	664.10	4.70	659.40
	S4 Bis	663.88	5.00	659.55
	S5	661.05	3.60	657.45
	S6	649.65	19.85	659.80
	S7	727.26	34.30	694.96
Evacuateur de crue	S12	700.85	12.50	688.35
	S13	664.92	5.60	660.07
	S14	661.84	1.20	660.64
Galerie	S8	672.66	4.45	668.21
	S4	664.10	4.70	659.40
	S4 Bis	663.88	5.00	659.55
	S9	664.90	4.60	660.58

Source :A.N.B.T.

b) Essais de perméabilité :

Les essais de perméabilité ou essai Lugeon ont été réalisés dans les sondages aux sites du barrage de Mellah pour déterminer la perméabilité et avoir une idée sur la présence ou l'absence des vides et des fractures au sein de la masse rocheuse. Les essais ont aussi été réalisés pour établir la profondeur dans le cas où ils existent. La présence des vides et fractures pourront contribuer aux fuites et perte d'eau dans le bassin de rétention du barrage de Mellah. Les résultats des essais lugeon classés selon les différentes parties du barrage sont contenus dans le tableau I.03.

Tableau I.03: Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.

Lieu	N° du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeons)	Type d'écoulement
Flanc gauche de l'axe de la digue	S 2	10 - 15	6	Laminaire
		15 - 20	4	Laminaire
		20 - 25	2	Laminaire
		25 - 30	<2	Laminaire
		30 - 35	<2	Laminaire
		35 - 40	4	Laminaire
		40 - 45	<2	Laminaire
		45 - 50	4	Laminaire
		50 - 55	3	Laminaire
		55 - 60	3	Laminaire
		10 - 15	60	Turbulent
		15 - 20	8	Turbulent
		20 - 25	4	Laminaire
		25 - 30	<2	Laminaire
Flanc droit de l'axe de la digue	S 3	30 - 35	<2	Laminaire
		35 - 40	<2	Laminaire
		40 - 45	<2	Laminaire
		45 - 50	<2	Laminaire
		50 - 55	<2	Laminaire
		55 - 60	<2	Laminaire
		10 - 15	20	Turbulent
		15 - 20	7	Turbulent
		20 - 25	<2	Laminaire
		25 - 30	<2	Laminaire
Flanc droit de l'axe de la digue	S6	30 - 35	<2	Laminaire
		35 - 40	0	Laminaire
		40 - 45	<2	Laminaire
		45 - 50	<2	Laminaire
		3.5 - 8.5	20	Turbulent
		8.5 - 13.5	11	Turbulent
		13.5 - 18.5	11	Laminaire
		18.5 - 23.5	13	Turbulent
		23.5 - 28.5	9	Turbulent
		28.5 - 33.5	7	Laminaire
Flanc droit de l'axe de la digue	S7	33.5 - 38.5	3	Laminaire
		38.5 - 43.5	5	Turbulent
		43.5 - 48.5	3	Laminaire
		48.5 - 53.5	2	Laminaire
		53.5 - 58.5	7	Turbulent

Tableau I.03(suite) : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.

Lieu	N° du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeons)	Type d'écoulement
Lit de la rivière	S4 Bis	8.5 - 13.5	<2	Laminaire
		13.5 - 18.5	<2	Laminaire
		18.5 - 23.5	<2	Laminaire
		23.5 - 28.5	<2	Laminaire
		28.5 - 33.5	<2	Laminaire
		33.5 - 38.5	<2	Laminaire
		38.5 - 43.5	<2	Laminaire
		43.5 - 48.5	<2	Laminaire
		48.5 - 53.5	<2	Laminaire
		53.5 - 58.5	<2	Laminaire
	58.5 - 63.5	<2	Laminaire	
	6 - 11	100	Rejeté	
	11 - 16	31	Turbulent	
	16 - 21	22	Turbulent	
	21 - 26	<2	Laminaire	
	26 - 31	<2	Laminaire	
	31 - 36	<2	Laminaire	
	36 - 41	<2	Laminaire	
	Evacuateur de crues rive droite	S 5	41 - 46	<2
46 - 51			<2	Laminaire
51 - 56			0	Laminaire
S12		56 - 61	0	Laminaire
		61 - 65	0	Laminaire
		11 - 16	8	Laminaire
S13	16 - 21	5	Laminaire	
	21 - 26	4	Laminaire	
	26 - 30	7	Laminaire	
Evacuateur de crues-bassin de dissipation	S13	9 - 14	<2	Laminaire
		14 - 19	<2	Laminaire
	S14	5 - 10	35	Turbulent
		10 - 15	11	Turbulent
		15 - 20	<2	Laminaire

Tableau I.03(suite) : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.

Lieu	N° du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeons)	Type d'écoulement	
Vidange de fond provisoire	S8	9 – 14	27	Laminaire	
		14 – 19	19	Laminaire	
		19 – 24	5	Laminaire	
		24 – 29	4	Laminaire	
	Vidange de fond alternative	S4 Bis	8.5 - 13.5	<2	Laminaire
			13.5 - 18.5	<2	Laminaire
			18.5 - 23.5	<2	Laminaire
			23.5 - 28.5	<2	Laminaire
			28.5 - 33.5	<2	Laminaire
			33.5 - 38.5	<2	Laminaire
38.5 - 43.5			<2	Laminaire	
43.5 – 48.5			<2	Laminaire	
48.5 – 53.5			<2	Laminaire	
53.5 – 58.5			<2	Laminaire	
Vidange de fond alternative	S9	1 - 6	2	Laminaire	
		6 – 11	<2	Laminaire	
		11 – 16	16	Turbulent	
		16 – 21	28	Turbulent	
	Vidange de fond alternative	S10	21 – 26	39	Turbulent
			26 - 30	23	Turbulent
			3 – 8	27	Turbulent
			8 – 13	13	Turbulent
			13 – 18	4	Turbulent
			18 – 23	4	Turbulent
Vidange de fond alternative	S6	23 - 28	3	Turbulent	
		10 - 15	20	Turbulent	
		15 - 20	7	Turbulent	
		20 - 25	<2	Turbulent	
		25 - 30	<2	Laminaire	
		30 - 35	<2	Laminaire	
		35 - 40	0	Laminaire	
		40 - 45	<2	Laminaire	
		45 - 50	<2	Laminaire	
		Vidange de fond alternative	S11	10 - 15	20
15 - 20	10			Turbulent	
20 - 25	12			Turbulent	
Vidange de fond alternative	S11	25 - 30	8	Turbulent	

Source : A.N.B.T.

c) interprétation des résultats des essais de perméabilité :

Les résultats des essais d'eau réalisés sur l'ensemble des sondages montrent que les fuites les plus importantes sont observées dans la partie supérieure des formations (c'est à dire dans les 30 premiers mètres). Ces fuites sont favorisées par l'existence de failles parfois importantes comme dans les sondages 5 et 6.

Il semble cependant que les failles n'affectent que la partie superficielle comme le montre les résultats de l'étude sismique, et les faibles débits d'absorption dans les couches profondes. Les débits diminuent systématiquement avec la profondeur.

De fortes absorptions sont néanmoins constatées dans le sondage 7 dans la tranche comprise entre 53.5 m et 58.5 m.

La rive droite (sondages 5,6, et 7) affectée par des failles perpendiculaires à l'axe de la digue doit bénéficier d'un traitement particulier à cause des fortes absorptions constatées.

I.3.3.3.Sismicité:

Les études sismologiques pour le barrage de Beni-Slimane ont été faites sur la base de méthodes probabilistes et déterministes. Ce type de méthodes est considéré le plus adéquat en fonction de la pondération de divers aspects, notamment, la significative imprécision de la localisation des séismes et de leur profondeur en Algérie, et l'inexistence d'information concernant des failles probables sur le territoire.

Pour établir les scénarios sismiques permettant de définir le Séisme de Base d'Exploration (SBE) et le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) la sismicité a été analysée dans un rayon de 100 km autour du site du barrage. En outre, dans cette analyse on a aussi pris en compte les éléments de la carte du Nord d'Algérie et la carte sismotectonique. Ces éléments ont été représentés ensemble dans les Figures I.0-a et I.04-b. Dans ces figures on peut constater que la sismicité du site du barrage de Beni Slimane est dominée par une faille active qui passe à environ 10 km de distance du barrage. Le séisme $M=6.6$ du 24 juin 1910 est vraisemblablement associé à cette faille ou système de failles. Ce séisme a été retenu comme représentant le séisme maximal connu qui nous permet de définir le séisme maximal historique vraisemblable (SMHV). On obtient la magnitude du séisme majoré de sécurité pour le SMD, en majorant d'un demi-degré la magnitude du SMHV, c'est à dire, le SMD sera le mouvement sismique induit au site du barrage par un séisme $M= 6.6 + 0.5 = 7.1$ produit dans la faille proche de Draa El Kremis.

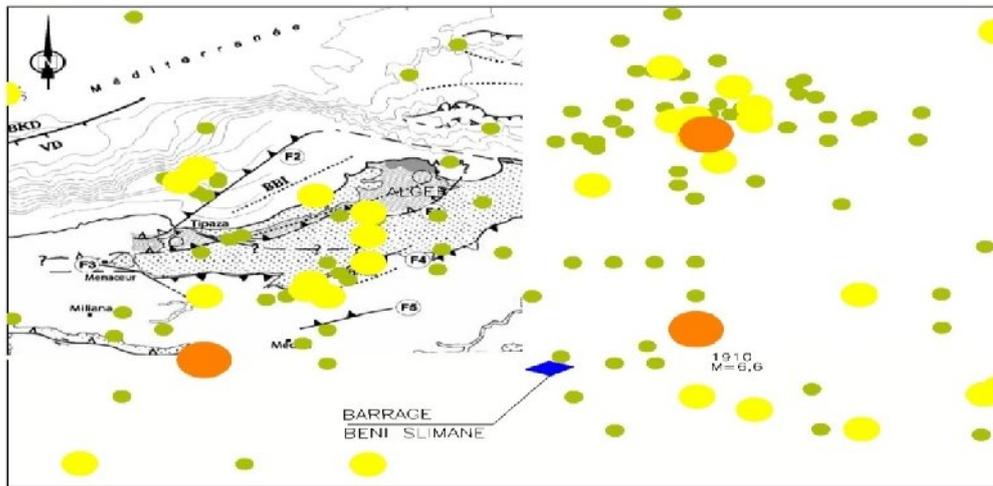


Figure I.04-a : Sismicité et encadrement sismotectonique du barrage de Beni Slimane.
 Source :R.P.A (99) V2003 modifiée.

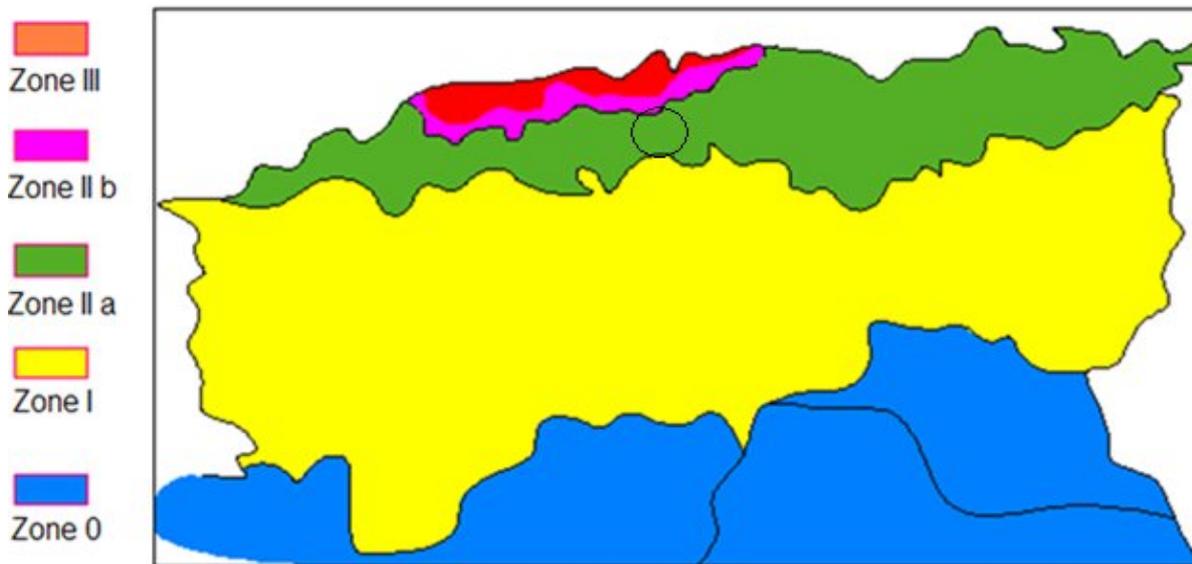


Figure I.04-b: .Carte de micro zonage sismique du territoire national.

Source :R.P.A (99) V2003 modifiée.

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

Tableau I.04 : Coefficients d'accélération du séisme.

Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

En outre, il se manifeste une sismicité distribuée ou diffuse (sismicité de fond) dont le séisme maximal connu est représenté par le séisme M=5.6, de 21 juin 1960.

Cette démarche a permis de postuler les scénarii sismiques suivants, visant l'évaluation des séismes de référence (SBE et SMD), chaque scénario étant constitué par une magnitude M et une distance d entre la source et le site.

Tenant compte de la nature de la fondation du barrage, les valeurs de l'accélération caractérisant le mouvement sismique sur le site, ont été obtenues pour terrain rocheux, c'est-à-dire, pour un terrain avec une vitesse des ondes de cisaillement supérieur à 750 m/s.

Les valeurs maximales de la composante horizontale de l'accélération (PGA) obtenues pour les deux séismes de référence sur le site du barrage, à partir des scénarii sismiques considérés, sont les valeurs proposées au Tableau I.05.

Tableau I.05 : Caractéristiques des séismes de projet.

SEISME	ACCELERATION
SBE	0,12g
SMD	0,29g

Source : A.N.B.T.

I.3.3.4.Reconnaisances in situ:

a)Travaux de reconnaissance exécutés :

Tenant compte de l'importance du barrage et des ouvrages hydrauliques annexes, les programmes de reconnaissance d'étude de faisabilité furent composés par des sondages avec carottage continu, des essais SPT, des essais de perméabilité du type Lugeon, et des profils sismiques de réfraction. Dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt et/ou de carrières, le programme fut composé par la réalisation des sondages avec carottage continu, des profils sismiques et des puits de reconnaissance.

Le tableau I.06 présente une synthèse des quantités des travaux d'investigation.

Tableau I.06 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.

Travaux d'investigation	Unité	Étude de Faisabilité
Puits de reconnaissance	U	16
Profils sismiques	U	7
Sondages	U	14
Forages	m	560
Essais Lugeons	U	90
Essais SPT	U	5

Source : A.N.B.T.

b) Les sondages :

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de quatorze (14) sondages dont la profondeur a varié entre 8.50m et 65.00m. La profondeur cumulée pour l'ensemble des sondages réalisés est de 560.00 m.

La répartition des sondages s'est effectuée de manière suivante:

- 7 sondages sur l'axe de la digue (S2 et S3 sur le flanc gauche, S4, S4 bis et S5 ont été positionnés sur le lit de la rivière, et S6 et S7 sur le flanc droit)
- 2 sondages le long de l'évacuateur de crue (S12, et S13)
- 1 sondage suivant la trace de la galerie de dérivation provisoire (S8)
- 3 sondages le long de la trace de la galerie de dérivation provisoire alternative (S9, S10 et S11)
- 1 sondage au niveau du bassin de dissipation proposé (S14)

Tableau I.07 : Etude de conception d'investigation de faisabilité. Résumé des indications des sondages.

Source :A.N.B.T.

N° du sondage	position	Coordonnées UTM		Elévation Z	Inclinaison (degré)	Profondeur Totale(m)
		X	Y			
S1	annulé	-	-	-	-	-
S2	Rive gauche (axe)	530.546	4002.212	712.50	-60 Nord	60.00
S3	Rive gauche (axe)	530.563	4002.200	702.38	-90	60.00
S4	Lit de la rivière (axe)	530.651	4002.216	664.10	-90	8.50
S4 Bis	Lit gauche de la rivière (axe)	530.652	4002.214	663.88	-60 vers S5	65.00
S5	Lit droit de la rivière (axe)	530.687	4002.215	661.05	-90	65.00
S6	Rive droite (axe)	530.739	4002.208	679.65	-90	51.00
S7	Rive droite (axe)	530.837	4002.216	729.26	-90	60.00
S8	Axe de la vidange de fond - amont	530.653	4002.082	672.66	-90	30.00
S9	Axe de la vidange de fond - aval	530.7687	4002.386	664.90	-70 azimut 323°	30.00
S10	Axe de la vidange de fond alternative – amont	530.742	4002.082	674.54	-90	30.00
S11	Axe de la vidange de fond alternative - aval	530.783	4002.389	664.30	-90	30.00
S12	Evacuateur de crue rive droite	530.854	4002.354	700.85	- 90	30.50
S13	Evacuateur de crue rive droite	530.821	4002.460	664.92	-60 Azimut 100°	20.00
S14	Axe de l'évacuateur de crue – bassin de dissipation	530.804	4002.490	661.84	- 90	20.00
total						560.00

c) les puits :

Des puits d'essais ont été réalisés en vue d'apprécier les profils géologiques des couches supérieures allant jusqu'à 4 m de profondeur. Un total de 16 puits a été réalisé.

Une description du profil géologique des puits d'essais a été faite et résumée dans le tableau I.08. L'avancement des puits a été stoppé soit par la présence des alluvions (galets, graviers et blocs), soit par la présence des marnes consistantes ou par la longueur de la flèche du rétro – chargeur.

Tableau I.08 : Résumé des information des puits d'essaiss.

N° de puits	Profondeur du puits (m)	description	Profondeur d'échantillon (m)
P1	3.90	0.00 - 0.30 argile sablo limoneuse	
		0.30 – 0.60 sable fin grossier avec quelque gravier	0.30 – 0.60
		0.60 – 2.10 sable fin moyen	0.60 – 2.10
		2.85 – 3.90 marne argilo sableuse	2.10 – 2.85
P2	2.90	0.00 – 0.30 argile limoneuse brune avec cailloux et gravier et racine	
		0.30 – 1.90 argile légèrement sableuse brune avec nodule de marne à la base	1.55 – 1.84
		1.90 – 2.90 marnes argilo sableuses	2.40 – 2.77
P3	3.00	0.00 – 0.50 argile limoneuse brune (terre végétale)	
		0.50 – 1.40 argile brune sableuse avec traces de lessivage	0.90 – 1.25
		1.40 – 2.30 sable fin légèrement argileux	2.00 – 2.35
		2.30 – 2.80 argile sableuse	2.55 – 2.80
P4	3.70	2.80 – 3.00 alluvions, sable grossier, galets et gravier	2.80 – 3.00
		0.00 – 0.50 argile limoneuse brune (terre végétale)	
		0.50 – 1.70 argile limoneuse brune	
		1.70 – 2.40 alluvions grossières (galets, graviers, blocs)	1.10 – 1.40
		2.40 – 3.20 argile sableuse plastique	
P5	3.70	3.20 – 3.70 marnes argileuses avec traces de lessivages	2.40 – 3.20
		0.00 – 0.40 Argile limoneuse brune (terre végétale)	
		0.40 – 1.80 Argile brune légèrement sableuse	
		1.80 – 2.30 Alluvions grossières	1.30 – 1.60
		2.30 – 2.70 Marne argileuses	1.80 – 2.30
P6	3.50	2.70 – 3.20 Alluvions grossières	
		3.20 – 3.70 Marnes	
		0.00 – 0.30 Argile limoneuse (terre végétale)	
		0.30 – 2.20 Argile brun plastique avec quelques cailloux et trace de lessivage	0.85 – 1.15
P7	3.90	2.20 – 2.40 Alluvions (galets, graviers)	2.80 – 3.00
		2.40 – 3.50 Argile sableuse	
		0.00 – 0.20 Sable limoneux	
		0.20 – 0.40 Argile sablo limoneuse	
P7	3.90	0.40 – 0.60 Sable limoneux	
		0.60 – 0.80 Limon sableux brune	
		0.80 – 1.70 Argile brune	1.10 – 1.35
		1.70 – 2.00 Sables grossiers avec quelques galets	
P7	3.90	2.00 – 3.90 Argile sableuse	2.20 – 2.60

Tableau I.08.(suite) : Résumé des information des puits d'essaiss.[

P8	3.50	0.00 – 0.40 Argile limoneuse brune avec racines 0.40 – 1.20 Argile de couleur noire 1.20 – 2.40 Argile sableuse jaune 2.40 – 3.50 Alluvions grossi	0.90 – 1.10 1.60 – 1.90
P9	3.50	0.00 – 0.45 Argile limoneuse (terre végétale) 0.45 – 1.20 Sable limoneux argileux 1.20 – 2.80 Argile de couleur brun noir avec trace de lessivage 2.80 – 3.50 Alluvions grossières	0.90 – 1.10 1.60 – 1.90
P10	3.50	0.00 – 0.40 Argile sableuse (terre végétale) 0.40 – 2.45 Argile brune avec quelques galets 2.45 – 3.50 Argile de couleur marron légèrement sableuse	0.50 – 0.70 2.45 – 2.80
P12		0.00 – 0.60 Argile limoneuse brune (terre végétale) 0.60 – 1.20 Argile brune limoneuse 1.20 – 2.90 Sable fin argilo limoneux 2.90 – 3.70 Alluvions	0.65 – 0.90 0.80 - 1.20 0.60 – 2.10 2.10 – 2.40 3.30 – 3.70
P13		0.00 – 0.60 Argile brune limoneuse (terre végétale) 0.60 – 1.60 Argile plastique 1.60 – 3.90 Argile plastique légèrement sableuse avec niveau d'alluvion (20cm)	1.10 – 1.45 2.30 – 2.55 2.50 – 3.00 3.60 – 3.90
P14		0.00 – 0.40 Argile limoneuse (terre végétale) 0.40- 0.80 Argile avec trace de lessivage 0.80 – 2.00 Argile plastique légèrement sableuse 2.00 – 2.20 Sable grossier 2.20 – 4.00 Argile sableuse	0.40 – 0.60 1.15 – 1.60 2,20 – 2.40 2.50 – 2.70 2.30 – 2.80
P15		0.00 – 0.40 Argile limoneuse brune (terre végétale) 0.40 – 1.50 Argile légèrement sableuse plastique avec quelques cailloux 1.50 – 3.20 Alluvion dans matrice argileuse marneuse 3.20 – 3.30 Calcaire marneux	0.90 – 1.20 1.00– 1.30 1.50 – 2.30
P16		0.00 – 0.30 Argile limoneuse (terre végétale) 0.30 – 0,70 Alluvions (sable, galets, graviers) 0.70 – 1.15 Sable fin argilo limoneuse 1.15 – 3.70 Alluvions (sable, galet, gravier)	-

I.3.3.5.Essais de laboratoire :

Plusieurs essais géotechniques ont été effectués dans le but de déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol de la zone d'emprunt, de la cuvette et le long de l'axe du barrage. Ces essais ont été réaliser par les laboratoires des essais géotechniques suivants :

- E P E HydroTechnique / S P A pour les tests des échantillons de sol.
- (R A U) pour les analyses pétrographiques

a) Essai Granulométrique :

Pour déterminer la taille des grains du sol, un essai d'identification important appelé granulométrie a été effectué sur les échantillons prélevés afin de pouvoir obtenir la représentation des grains suivant leur dimension. Il a consisté au passage du sol grenu dans une série de tamis et le procédé basé sur la loi de STOKES pour les sols fins.

Tableau I.09 : Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 1.

N° de puits	Profondeur (m)	% Graviers	% Sable	% Limon	% Argile	Totale des % granulométrique par puits				Total des % granulométrique au niveau du bassin de rétention								
						% G	% S	% L	% A	% G	% S	% L	% A					
	0.30 – 0.60	48.40	22.00	18.10	11.50													
P1	0.60 – 2.10	0.00	82.10	9.50	8.40	16.2	40.3	25.3	18.2									
	2.10 – 2.85	0.00	16.80	48.50	34.70													
	1.55 – 1.89	1.00	21.20	37.80	40													
P2						1.00	15.90	38.80	44.30									
	2.40 – 2.77	1.00	10.50	40.10	48.40													
P3	0.90 – 1.25	1.00	33.70	44.80	20.50													
	2.00 – 2.35	1.50	45.90	29.60	23.00	1.10	38.40	41.10	19.40									
	2.55 – 2.80	0.00	35.70	49.60	14.70													
P4	2.80 – 3.00	7.30*	92.70*	0.00	0.00													
	1.10 – 1.40	0.00	13.60	42.80	43.60	0.00	21.80	44.30	33.90									
	2.40 – 3.20	0.00	30.00	45.80	24.20					4.70	27.40	37.30	30.60					
P5	1.30 – 1.60	4.20	23.10	37.50	35.20													
	1.80 – 2.30	46.30*	53.60*	0	0													
P6	0.85 – 1.15	10.50	29.50	35.30	24.70													
	2.80 – 3.00	1.50	19.50	39.00	40.00	6.00	24.50	37.20	32.30									
P7	1.10 – 1.35	1.00	44.20	27.00	27.80													
	2.20 – 2.60	0.00	65.20	23.30	11.50	0.50	54.70	25.10	19.70									
P8	0.90 – 1.10	1.50	18.00	54.80	25.70													
	1.60 – 1.90	0.00	21.00	44.30	34.70	0.70	19.50	49.60	30.20									
P9	0.90 – 1.10	0.00	61.00	24.20	14.80													
	1.60 – 1.90	1.00	17.50	62.00	19.50	0.50	39.20	43.10	17.20									

Source : A.N.B.T.

Tableau I.09 (suite): Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 2.

N° de puits	Profondeur (m)	% Graviers	% Sable	% Limon	% Argile	Totale des % granulométrique par puits				Total des % granulométrique au niveau du bassin de rétention			
						% G	% S	% L	% A	% G	% S	% L	% A
P10	0.50 -0.70	0.00	42.10	29.50	28.40	2.00	18.90	40.60	38.50	2.70	33.80	38.80	27.70
	2.45 -2.80	3.10	16.90	43.10	36.90								
P11	1.70 – 2.10	0.00	70.50	15.90	13.60	0.30	59.30	22.90	17.50				
	2.50 – 2.80	1.00	65.30	23.20	10.50								
P12	0.65 – 0.90	1.00	41.00	40.10	17.90	2.40	37.80	37.70	22.10				
	0.80 – 1.20	4.20	36.00	39.80	20.00								
	0.60 – 2.10	6.70	20.60	50.60	22.10								
	2.10 – 2.40	0.00	33.60	34.90	31.50								
	3.30 – 3.70	0.00	57.90	23.10	19.00								
P13	1.10 – 1.45	1.00	13.80	45.20	40.00	0.60	17.60	48.40	33.40				
	2.30 – 2.55	0.00	21.00	36.90	42.10								
	2.50 – 3.00	1.00	18.00	63.10	17.90								
P14	0.40 – 0.60	0.00	23.10	54.80	22.10	0.30	39.60	42.00	18.10				
	1.15 – 1.60	0.50	19.50	47.30	32.70								
	2.20 – 2.40	0.00	33.60	45.30	21.10								
	2.30 – 2.80	0.00	57.80	37.00	5.20								
	2.50 – 2.70	1.00	64.20	25.40	9.40								
P15	0.90 – 1.20	1.50	16.40	51.60	30.50	17.30	17.40	39.60	25.60				
	1.00 – 1.30	6.30	20.00	43.00	30.50								
	1.50 – 2.30	44.20	15.80	24.20	15.80								

G = Gravier, S= Sable, L= Limon A=Argile.

Source :A.N.B.T.

b)Essai de compression simple :

les échantillons ont été prélevés dans les sondages situés sur le site de l'axe de la digue, bassin de dissipation et des ouvrages de prise et de vidange proposés. Parmi ceux-ci, dix échantillons ont été testés. Certains essais n'ont pu être réalisés, parce que la dimension correcte (H=2D) n'a pu être obtenue dû à la présence de fractures dans la carotte. Les résultats des essais de résistance à la compression simple sont donnés dans le tableau I.10.

Tableau I.10 : résultats des essais de compression simple.

N° du sondage	Profondeur (m)	Section(cm2)	H/D (cm)	Résistance (Mpa)	roche
S10	18.00-18,50	33.27	2.02	64,4	Grès
S10	18.50-19,00**	-	-	-	Grès
S9	9.00-9.30	33.27	2.08	72,3	Grès
S8	18.00-18.70	56.72	1.92	51,2	Grès
S8	29.22-29.46	33.17	2.02	46,1	Grès
S7	56.60-56.85	33.17	2.02	43,1	Grès
S5	33.60-34,15	55.39	1.82	49,9	Calcaire gréseux
S4	35.00-35.40	33.17	2.05	99,4	Calcaire gréseux
S4 Bis	62.70-63.00	33.17	2.08	62,1	Calcaire gréseux
S3	25.00-25.40	56.72	1.99	75,5	Calcaire gréseux
S2	40.40-40.70	56.72	2.02	57,5	Grès

H = hauteur

D = diamètre

**La présence de fissures ne permet pas un sciage correct.

Source :A.N.B.T.

Ces résultats indiquent que les échantillons de roches peuvent être classifiés comme étant des roches très dures (valeurs UCS typiquement entre 20 et 70 MPa) ou des roches extrêmement dures (valeurs d'UCS > à 70 MPa) (Brink Partridge et Williams,1982).

Tableau I.11 : résultats des essais d'identification du sol

Type de test	Numéro de puits															Total
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	
Teneur en eau	3	2	2	2	1	2	2	2	2	2	3	5	4	5	3	40
Poids spécifique	3	3	2	2	1	2	2	2	2	2	3	3	4	5	3	39
Limite d'atterberg	1	2	2	2	1	2	1	2	1	2	3	4	4	5	3	35
Granulométrie	3	2	4	2	2	2	2	2	2	2	3	5	4	5	3	43
Analyse sédimentométrique	3	2	4	2	1	2	2	2	2	2	3	5	4	5	3	42
Essai de compactage	1	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	2	1	2	2	16
Teneur en carbonates	3	2	2	2	1	2	2	2	2	2	4	5	4	5	3	41

Source : A.N.B.T.

c)Essai Limites d'Atterberg:

Les matériaux fin devant être utilisés comme noyau argileux ont un indice de plasticité compris entre 8 et 24 avec une moyenne de 16. La limite de liquidité est comprise entre 31 et 47.93. Voir le tableau I.12.

d) Compaction (Proctor normal) :

Le test de Proctor normal définit la teneur en eau à laquelle la densité optimale est atteinte. En général, la teneur en eau optimale d'un sol est en rapport étroit avec l'indice de plasticité. Pour les matériaux devant être utilisés comme noyau argileux, une teneur en eau optimale entre 14.3 et 22.7%, et une densité sèche maximale de 1,61 à 1,83 g/cm³ devrait être considérées si l'on tient compte des résultats des tests de Proctor.

Tableau I.12: récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

Puits N°	Profondeur (m)	W (%)	(g/cm ³)	(g/cm ³) Limite d'ATTERBERG			Proctor normal	
				LL	LP	IP	Wopm(%)	DSM(g/cm ³)
Argile sableuse								
P1	2.10 – 2.85	19.46	2.58	44.37	22.65	21.72	18.30	1.67
P2	1.55 – 1.84	16.64	2.60	43.30	22.44	20.85	-	-
P3	0.90 – 1.25	11.25	2.55	39.20	22.41	16.79	-	-
	2.55 – 2.80	17.35	2.67	34.00	17.14	16.86	17.60	1.71
P4	2.40 – 3.20	12.09	2.60	44.30	26.25	18.05	19.20	1.67
P5	1.30 – 1.60	19.49	2.55	43.39	22.70	20.69	21.30	1.61
P6	2.80 – 3.00	16.68	2.70	34.68	20.27	14.41	22.7	1.62
P7	1.10 – 1.35	10.40	2.61	47.93	23.57	24.35	-	-
	2.20 – 2.60	9.82	2.62	-	-	-	16.30	1.80
P8	1.60 – 1.90	12.87	2.61	45.56	22.58	22.98	-	-
P10	2.45 – 2.80	16.48	2.67	45.60	26.35	19.25	18.10	1.68
P13	2.30 – 2.55	20.20	2.59	42.08	24.01	18.07	-	-
	2.50 – 3.00	20.18	2.51	42.00	24.34	17.73	20.10	1.66
	3.60 – 3.90	15.04	2.59	42.00	19.56	22.44	-	-
P14	0.40 – 0.60	13.24	2.63	38.74	23.80	14.94	-	-
	1.15 – 1.60	16.31	2.71	38.46	24.88	13.58	19.4	1.70
	2.20 – 2.40	15.52	2.72	38.45	25.24	13.21	-	-
	2.50 – 2.70	13.36	2.66	38.93	23.98	14.95	-	-
P15	2.30 – 2.80	13.32	2.77	38.26	24.85	13.41	18.00	1.75
	0.90 – 1.20	12.98	2.66	43.69	22.86	20.83	-	-
	1.00 – 1.30	11.44	2.69	43.23	22.87	20.37	17.60	1.70
Argile								
P6	0.85 – 1.15	16.31	2.55	34.17	17.30	16.87	-	-
P8	0.90 – 1.10	12.87	2.48	43.62	21.31	20.31	-	-
P9	1.60 – 1.90	19.51	2.51	-	-	-	-	-
P10	0.50 – 0.70	13.82	2.56	41.19	23.93	17.26	-	-
P13	1.10 – 1.45	17.79	2.61	42.15	25.06	17.09	-	-

Source :A.N.B.T.

Tableau I.12 (suite) : récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

Puits N°	Profondeur (m)	W (%)	cm ³	(g/ Limite d'ATTERBERG			Proctor normal	
				LL	LP	IP	Wopm(%)	DSM(g/cm ³)
Argile limoneuse								
P4	1.10 – 1.40	18.39	2.50	35.44	18.45	16.99	-	-
P11	0.50 – 0.70	9.92	2.68	37.75	21.12	11.63	-	-
P12	0.65 – 0.90	7.31	-	31.64	23.33	8.31	-	-
	0.80 – 1.20	9.99	2.58	32.00	23.22	8.78	20.20	1.64
Sable fin								
P1	0.60 – 2.10	10.84	2.50	-	-	-	-	-
P11	1.70 – 2.10	14.39	2.68	32.70	20.01	12.69	17.80	1.74
	2.50 – 2.80	16.05	2.68	34.50	24.64	9.86	-	-
Sable limoneux								
P9	0.90 – 1.10	10.11	2.60	44.70	26.59	18.11	-	-
P12	0.60 – 2.10	16.62	2.54	31.00	19.06	11.94	20.50	1.65
	2.10 – 2.40	16.68	2.80	31.74	19.27	12.20	-	-
Alluvions et graviers								
P1	0.30 – 0.60	5.12	2.55	-	-	-	-	-
P12	3.30 – 3.70	8.27	-	-	-	-	-	-
P15	1.50 – 2.30	7.00	2.53	39.22	22.37	16.85	14.30	1.83
Marne-argile sableuse								
P2	2.40 – 2.77	15.33	2.48	46.38	22.51	23.87	18.50	1.68

Source :A.N.B.T.

e) Qualité des eaux :

l'étude de la qualité de l'eau du barrage de Beni-Slimane a été confiée à l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) après différentes études il a été conclu :

- Usage Domestique : Au site de Mellah, il est estimé que l'eau provenant du barrage de Beni-Slimane aura un mauvais goût (légèrement salé) ainsi qu'un risque sur la santé des personnes sensibles (personnes âgées, malades ou nourrisson).
- Usage pour l'Irrigation : Il est estimé que l'eau du barrage de Beni-Slimane est estimée comme étant bonne à moyenne, plus approprié aux produits moins sensibles au sel. Certaines restrictions sur l'utilisation aux périodes de forte concentration en matières minérales devront probablement être adoptées.

I.2.3.6. Matériaux de construction :

Un nombre considérable des puits avait été initialement planifié en amont dans la cuvette, à la fois en bas dans la vallée et en haut sur les talus pour la reconnaissance géologique. Les diverses circonstances (y compris l'accès) ont obligé l'équipe géologique à réduire le nombre de puits. Cependant, une inspection visuelle des flancs à gauche et à droit de l'oued a montré clairement d'importants dépôts de graviers, des alluvions, de blocs et de matériaux sableux qui seront adéquats pour le remblai tout-venant.

En amont de la digue la faible extension des terrasses alluviales est un facteur limitant de la recherche des matériaux. Dix puits ont été réalisés dans cette partie (Zone 1).

Les soucis de trouver des zones d'emprunt plus conséquentes ont amenés à prospecter et à réaliser 6 puits dans la terrasse alluviale située à environ 3 km au sud du site (Zone 2).

Selon les résultats des essais, les matériaux dans les terrasses alluviales sont constitués de:

- **Zone 1** : 8,4% à 48,4% d'argile, 9,5% à 63,1% de limon, et de 10,5% à 82,1% de sable. Le pourcentage complémentaire étant la fraction graviers.
- **Zone 2** : 5,2% à 42,1% d'argile, 15,9% à 54,8% de limon, et de 13,8% à 70,5% de sable. Le pourcentage complémentaire étant la fraction graviers.

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) dans la classification de « Unified Soil Classification System » (USBR, 1987) avec un indice de plasticité moyen à faible. Les résultats des essais indiquent une limite de liquidité située entre 32 et 46 avec un indice de plasticité entre 10 et 24. L'essai de Proctor normal indique une teneur en eau optimale comprise entre 5% et 20%. Les matériaux sont favorables pour le noyau d'un barrage en terre si l'on se base sur le diagramme de plasticité et les observations faites sur le terrain.

Des matériaux plus grossiers, classés comme GC, SC, SM (Gravier et sable à granulométrie restreinte avec peu ou pas d'élément fin) sont présents mais en faible quantité et seront utilisés comme filtre ou granulats de béton. Ils sont recouverts par des éléments fins.

Dans la cuvette (zone 1) des bancs de grès ou de calcaire gréseux peuvent être observés à l'affleurement. Ces bancs sont noyés dans la masse de marne et de marne calcaire, ce qui les rend difficilement exploitables pour des granulats de béton ou des riprap. L'épaisseur des grès varie entre 7m et 10 m sur une longueur d'environ 150 m.

Dans la zone 2, on observe la présence d'un banc de grès d'environ 7 m d'épaisseur s'étalant sur environ 200 m.

Les roches qui sont excavées pour la construction du barrage seront convenables pour le pied en enrochement et peut-être aussi pour le riprap. Les matériaux tendres (alluvions et colluvions) pourront être utilisés dans les recharges.

Le tableau suivant représente le volumes des différents matériaux de construction disponibles pour la construction.

Tableau I.13 : volumes minimum des matériaux disponibles.

Matériaux	Volume (m ³)
Argiles	130 000
Alluvions	35 000
Granulats	20 000

Source : A.N.B.T.

I.3.4. L'étude hydrologique :

I.3.4.1 Généralités :

Dans cette présente partie, on fait un résumé de l'étude hydrologique du site du barrage de Beni-Slimane, faite lors de l'étude de faisabilité.

Par la suite on présente les caractéristiques générales du bassin versant du Oued Mellah au site du barrage.

I.3.4.2 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :

Le bassin versant de Mellah est sujet à des précipitations en hiver : environ 70% des précipitations moyennes annuelles ont lieu entre novembre et avril.

Les étés dans le bassin versant du barrage de Mellah sont généralement chauds et secs ayant une évaporation élevée. L'Evapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) est de l'ordre de 1300 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 7,2 °C en janvier et 25,0 °C en août. Le Tableau I.14 résume les températures moyennes mensuelles, les heures de soleil, l'humidité, la vitesse du vent et l'évapotranspiration mesurée à la station climatique de Médéa, qui est située à environ 52 km à l'ouest du site du barrage de Beni-Slimane et de son bassin versant. Les estimations sur le climat du bassin versant de l'Oued Mellah sont basées sur les observations faites pendant une période de 8 années, de 1989 à 1996. Les années 1989 et 1996 incluses.

Tableau I.14 : Résumé des données climatiques mensuelles mesurées à la station de Médéa.

Elément	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
Température °C	7.2	7.5	10.2	11.1	16.4	21.1	25.0	25.0	16.6	15.8	9.9	7.4	-
Heures de soleil (heures)	5.5	7.1	6.7	7.9	9.7	10.4	11.5	11.0	8.4	6.3	5.5	4.9	-
Humidité (%)	72.7	74.3	77.8	72.8	64.8	61.3	47.8	48.8	56.8	73.0	74.5	80.6	100
Vitesse du vent (m/s)	3.68	7.43	7.78	7.28	6.48	6.13	4.78	4.88	5.68	7.30	7.45	8.06	-
Evapotranspiration penman (mm)	34	42	80	114	146	184	218	195	136	84	45	28	1306

Source : A.N.B.T.

I.3.4.3 Précipitations :

a) Précipitations enregistrées :

Les précipitations enregistrées provenant de six stations situées à proximité des bassins versants du site du barrage de Beni-Slimane et de la station hydrométrique 09-03-05 ont été fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH) et par l'Office National de Météorologie (ONM). Le tableau I.15 résume la distribution moyenne mensuelle des précipitations des stations prises en compte.

Tableau I.15: Distribution moyenne mensuelle des précipitations bassin versant du barrage.

station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	annuelle
09-02-01	25	45	54	57	52	62	49	46	31	5	4	6	436
09-03-01	26	29	59	53	65	59	55	56	37	14	7	10	470
09-03-02	23	31	40	40	50	46	46	39	30	12	6	7	369

Source :A.N.B.T.

b) Analyse des pluies maximales journalières :

La station 09-03-02 a été retenue pour l'établissement des averses journalières au site du barrage, car elle dispose d'une série pluviométrique assez longue en plus elle est située très près du site. Les données de cette station ont été traitées avec la loi Log-Normal car elle offre les meilleurs ajustements statistiques des séries de précipitations. Les averses journalières considérées pour le barrage de Beni-Slimane sont récapitulées dans le tableau I.16.

Tableau I.16 : précipitation journalière maximale adoptée.

Source :A.N.B.T

T (années)	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
Pj(mm)	57	66	77	86	106	115	135	144

La distribution de la pluie maximale pour des durées autres que 24 heures est indiquée dans le Tableau I.17 .

Tableau I.17 : Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée. Source :A.N.B.T

t (heures)	1	2	3	6	12	24	48
Pt/P ₂₄ (%)	39	47	54	66	81	100	113

I.3.4.4. Etudes des crues :

On a procédé à l'analyse des crues au site de Beni Slimane en utilisant les différentes méthodologies en adoptant les valeurs des débits maximum de crues.

Tableau I.18 : Débits des crues pour différentes périodes de retour avec différentes méthodes

Période de retour (années)	Francou-Rodier	Mallet-Gauthier	SCS	Hydrogramme unitaire	rationnell	Etudes précédentes
10	142	215	178	187	167	212
20	187	258	222	219	194	-
50	258	306	273	261	229	-
100	321	337	314	293	255	341
200	390	366	345	-	282	-
1000	-	427	-	-	-	475

Source :A.N.B.T.

Sur la base des débits de pointe de crue indiqués dans le tableau I.18 et en suivant une approche conservatrice,

Tableau I.19 : Débits de pointe de crue recommandés.

Période de retour (années)	10	20	50	100	200
Débits de pointe de crue recommandés (m ³ /s)	215	260	310	340	370

Source :A.N.B.T.

I.3.4.5 caractéristiques générales du bassin versant :

Tableau I.20 :les caractéristiques du bassin versant.

Paramètres	unité	Beni-Slimane (barrage)
Nom de l'oued	-	Mellah
Superficie du bassin	Km ²	178
Périmètre du bassin	Km	72
Longueur du rectangle équivalent	Km	24.2
Largeur du rectangle équivalent	Km	7.3
Altitude moyenne	m	935
Altitude maximale	m	1370
Altitude minimale	m	656.5
Pente moyenne bassin	m/Km	~21.3%
Distance au centroïde du bassin	Km	13.8
Longueur de l'oued principal	km	30
Pente moyenne de l'oued principal	m/Km	22.8
Indice de compacité de Gravelius	-	1,3
Apport moyen annuel : (1931 – 1960)	hm ³ /an	9.24
(1970 – 1998)	hm ³ /an	8.87
Coefficient d'apport : (1931 – 1960)	%	12.1
(1970 – 1998)	%	11.6

Source :A.N.B.T.

I.4. Synthèse de l'analyse des variantes :

Mellah, est considéré comme une vallée étroite. Pour ce genre de forme de vallée, un barrage-poids en béton ou un barrage en remblai seraient économiquement faisable.

Tableau I.21 : Choix du type de barrage.

Type de barrage	commentaires
En terre avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux adéquats (argile)
Enrochement avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement • Dépend de la disponibilité d'argile adéquate
Enrochement avec noyau de béton bitumineux	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement
Enrochement avec masque amont en béton	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement
Barrage-poids en béton/BCR	<ul style="list-style-type: none"> • Sera investigué bien qu'un site adéquat a été trouvé pour l'évacuateur de crue et ce type de barrage pourrait être plus onéreux qu'un remblai. • Dépend de la disponibilité des matériaux pour les granulats.

Source :A.N.B.T.

De manière à établir la sélection initiale du type de barrage préféré, les quantités principales des quatre premiers types de barrage donnés dans le Tableau I.21. Ont été calculées.

Les quantités principales furent multipliées par leur taux respectif pour fournir les coûts comparatifs. Puisque l'évacuateur de crue et la dérivation de la rivière sont inclus dans le barrage-poids en béton ou BCR, ces deux éléments seront également inclus dans le prix de revient des quatre autres types de barrage.

L'analyse a révélé qu'un barrage en terre à noyau d'argile serait le choix le plus économique du site, quel que soit le volume de retenue. La disponibilité du matériau de remblai, l'argile pour le noyau y inclus, à une distance raisonnable du site en est la raison principale.

I.4.1. Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :**I.4.1. La digue :**

Le barrage de Beni-Slimane est en remblai zoné, dont le noyau central, est composé par des sols des dépôts de terrasse de nature argileuse. Pour la recharge amont, on utilisera des terrasses sableuses. Pour la recharge aval on utilisera des matériaux provenant des colluvions et sols résultant de l'altération de roches de fondation qui existent dans la plupart des zones d'emprunts. Pour la protection du parement amont contre l'action érosive des vagues dans la retenue, une couche d'enrochement de protection est prévue, ayant une dimension moyenne $D_{50} = 0,40$ m.

Le couronnement a été fixé à la cote 719,0m, avec 11,00 m de largeur et environ 279 m de longueur. Les fruits amont et aval des parements sont 1V :3H et 1V :2,75H, respectivement. Sur le parement aval, trois risbermes sont prévues, aux côtes 704,00m, 689,00 m et 674,00m. La hauteur maximale entre la cote de la crête et le terrain naturel est de l'ordre de 60 m.

I.4.2. L'évacuateur de crue :

la protection du barrage vis-à-vis des crues sera assurée par un évacuateur de crues latéral à seuil du type labyrinthe dont la cote du deversement sera à 719,0 m. cet ouvrage, qui sera implanté sur le versant droit de la vallée et fondé sur le terrain naturel, est composé d'un canal évacuateur rectangulaire, de 190 m de longueur et 12 m de largeur, et d'un bassin de dissipation par ressaut hydraulique (type II USBR) de 50 m de longueur et 20 m de largeur. cet évacuateur est dimensionné pour évacuer une crue millénaire avec un débit de $420 \text{ m}^3/\text{s}$ au niveau maximum d'exploitation qui sera de 717,5m.

I.4.3. La dérivation provisoire :

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Le batardeau en amont sera implanté de façon qu'il pourra être incorporé dans la digue principale. La crête sera à 670.5 m. N.G.A. La hauteur maximale de la digue sera approximativement de 14 m au-dessus du lit de la rivière. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite. La crête de ce batardeau sera à 658.0 m N.G.A. La hauteur maximale de la paroi sera de 5 m. la galerie, doit évacuer la crue de chantier estimée à $203 \text{ m}^3/\text{s}$ ce qui représente un débit laminaire de $160 \text{ m}^3/\text{s}$ d'une période de retour de 50 ans, sera implantée sur le flanc gauche, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Cette dernière sera par la suite transformée en ouvrage permanent qui devra abriter la vidange de fond.

I.4.4. la vidange de fond :

Après l'achèvement de la construction du barrage, la galerie de dérivation va se transformer avec la réduction de sa section transversale en une galerie de vidange de fond dont les caractéristiques sont les suivantes :

- débit maximum 20.2 m³/s
- diamètre 1,5 m
- longueur 410 m
- cote à l'entrée 657,0 m NGA

I.4.5. la prise d'eau :

La tour sera une structure indépendante dont le diamètre intérieur sera égal à 7 m. Pour permettre de tirer la meilleure eau du niveau supérieure, 3 prises seront mises en place. Une vanne papillon de 700 mm de diamètre sera placée à chaque prise et chaque prise sera protégée par une grille grossière fixe et une grille fin amovible. Si les vannes papillon dans la tour doivent être retirées, la grille fin à une prise particulière sera remplacée par un batardeau utilisant les mêmes rainures. Ceci veut dire que toutes les grilles devront être retirées quand la prise la plus basse devra être isolée.

Conclusion :

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'étude de faisabilité telle que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'Oued Mellah, alors que les crues ont été évaluées par plusieurs méthodes afin d'avoir des résultats plus précis.

Pour le choix de la variante du barrage, cinq variantes ont été proposées, après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage en terre avec noyau d'argile.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : un évacuateur de crues latéral à seuil du type labyrinthe composé d'un canal évacuateur rectangulaire et d'un bassin de dissipation par ressaut hydraulique (type II USBR).

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Cette dernière sera transformée en galerie de conduite de vidange de fond et conduites de prise d'eau.

CHAPITRE II

Etude

Hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement .

En vue de l'absence de stations hydrométriques sur le long de l'oued, les apports provenant au barrage seront estimés en utilisant les formules empiriques et les données pluviométriques des stations les plus proches pour aboutir à des résultats satisfaisants , et aussi proches que possible des conditions naturelles

II.1.Le bassin versant :

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

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

II.1.1.Caractéristiques générales du bassin versant : [1]

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base d'une carte d'état major de Beni-Slimane à l'échelle 1/50000 :

Beni-Slimane, Nj-31-IV-7 à l'échelle : (EST).

II.1.1.1.Caractéristiques géométriques :

En utilisant le logiciel AUTO-CAD sur la carte d'état major de Beni-Slimane à l'échelle 1/50.000, on trouve :

a) **Surface du bassin versant :**

$$S=176 \text{ km}^2$$

b) **Périmètre du bassin versant :**

$$P=70\text{km}$$

c) **Longueur du talweg principal :** C'est la longueur du cours d'eau principal dans le bassin versant ; **L=31km**

II.1.1.2.Caractéristiques hydro-morphologiques :

a) **Indice de forme : [1]**

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

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

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_c , défini comme le rapport du périmètre (P) du bassin à la circonférence d'un cercle (P_c) ayant un rayon R et la même surface (S) que le bassin :

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; S = \pi R^2 , \text{ Donc : } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (II.01).$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.02).$$

Avec P : périmètre du bassin versant (Km)
 S : surface du bassin versant (Km²)
 K_C : indice de Gravelius

K_c=1.48

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

- si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé
- si $K_c < 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé
- si $K_c > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

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

b) Coefficient d'allongement : [1]

I lest donné par la formule suivante : $C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.03).$

L : la longueur du talweg principal (Km).
 S : la superficie du bassin versant (Km²).

C_a=5.46

c) Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius : [1]

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \text{ et } S = L * l \longrightarrow (1) \dots\dots\dots (II.04).$$

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \longrightarrow (2) \dots\dots\dots (II.05).$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions $L_r ; l_r$:

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.06).$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.07).$$

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)
 l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)
 S : Surface du bassin versant (Km^2).
 K_c : Indice de compacité de Gravelius

AN :

$$L = \frac{1.48 \sqrt{176}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.48} \right)^2} \right] = 28.675 Km \quad \quad \quad \mathbf{L=28.675 Km.}$$

$$l = \frac{1.48 \sqrt{176}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.48} \right)^2} \right] = 6.138 Km \quad \quad \quad \mathbf{l=6.138 Km.}$$

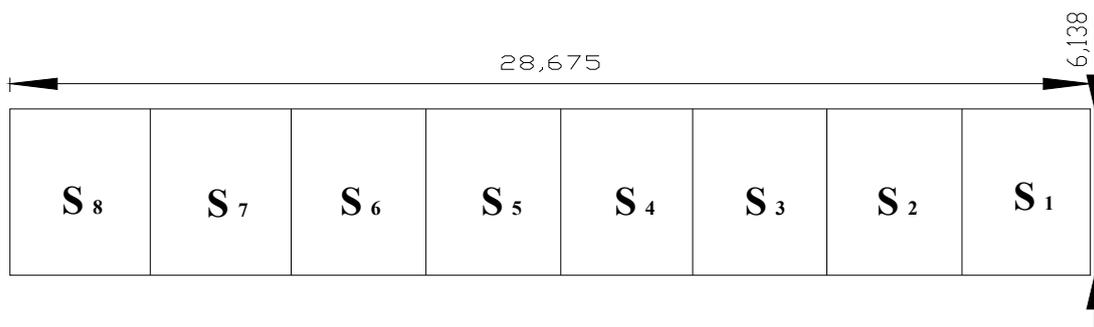


Figure II.01: Rectangle équivalent.

II.1.1.3.Hypsométrie du bassin versant:[1]

a) Le relief :

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

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m
- Densité de drainage D_g .

b) Répartition et courbe hypsométrique : [1]

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

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

Tableau II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (H) m	Altitude $H_i - H_{i-1}$ m	Surfaces partielles (S) Km ²	Surfaces partielles (S) %	Surfaces cumulées Km ²	Surfaces cumulées %
1370 – 1300	70	0.09	0.05	0.09	0.05
1300 – 1200	100	2.61	1.48	2.70	1.53
1200 – 1100	100	14.04	7.98	16.74	9.51
1100 – 1000	100	40.48	23	57.22	32.51
1000 – 900	100	60.71	34.49	117.93	67
900 – 800	100	37.11	21.09	155.04	88.09
800 – 700	100	20.33	11.55	175.37	99.64
700 – 656.5	43.5	0.63	0.36	176	100

Les figures II.02 et II.03 représentent la répartition des courbes de niveau du bassin versant de Beni-Slimane et la répartition et courbe hypsométrique respectivement.

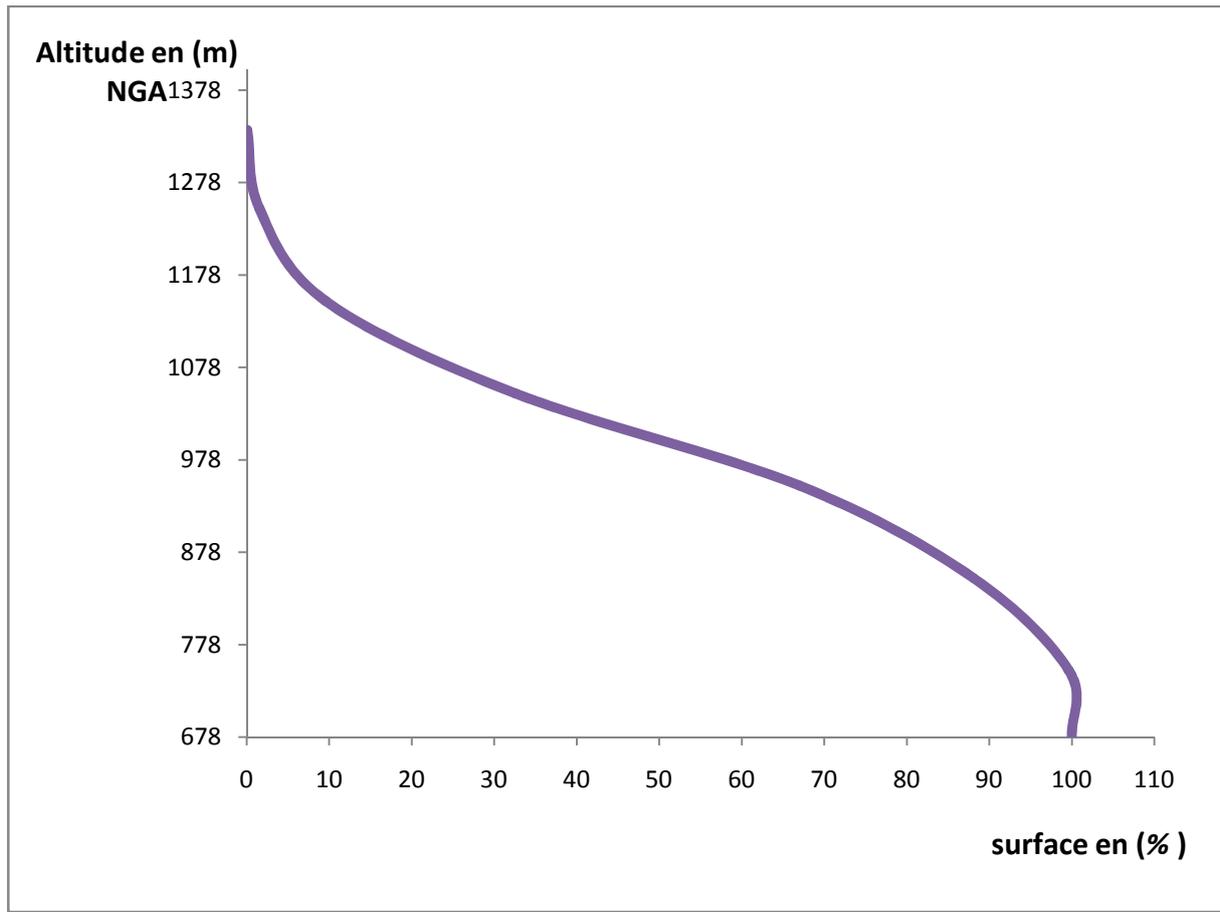


Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique

c) Détermination des altitudes : [1]

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

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

$$H_{max} = 1370m \text{ NGA} \qquad H_{min} = 656.5m \text{ NGA}$$

- **L'altitude moyenne :**

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_i^n S_i H_i}{S} \quad \text{avec} \quad H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \dots\dots\dots (II.08).$$

Avec :

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (m).

S_i : aire partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (km²)

H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m).

S : surface totale du bassin versant (km²).

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

Tableau II.02 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H) (m)	Hi (m)	Si (km ²)	Si. Hi (km ² .m)
1370 – 1300	1335	0.09	120,15
1300 – 1200	1250	2.61	3262,50
1200 – 1100	1150	14.04	16146,00
1100 – 1000	1050	40.48	42504,00
1000 – 900	950	60.71	57674,50
900 – 800	850	37.11	31543,50
800 – 700	750	20.33	15247,50
700 – 656.5	678.25	0.63	427,30
somme		176	166925,45

AN: $H_{moy} = \frac{166925.45}{176} = 948.44m$

$H_{moy}=948.44 m$

• **Altitude médiane :**

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

$H_{méd} = 1003.60 m$

Tableau II.03 : Récapitulatif des altitudes.

Altitude	Valeur (m NGA)
H_{moyen}	948,44
$H_{médiane}$	1003.60
H_{95}	807.40
H_5	1192.7
H_{max}	1370
H_{min}	656.5

d) Les indices : [1]

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

• **Indices de pente de ROCHE Ip :**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_1^n \sqrt{S_i D_i} \dots\dots\dots (II.09).$$

Avec : $D_i = H_i - H_{i-1}$ L : longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1 (km²).

Tableau II.04 : détermination de la pente M. Roche Ip

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si (Km ²)	$\sqrt{S_i * D_i}$
1370 – 1300	70	0.09	2,51
1300 – 1200	100	2.61	16,16
1200 – 1100	100	14.04	37,47
1100 – 1000	100	40.48	63,62
1000 – 900	100	60.71	77,92
900 – 800	100	37.11	60,92
800 – 700	100	20.33	45,09
700 – 656.5	43.5	0.63	5,23
Somme		176	308,92

AN : $I_p = \frac{1}{\sqrt{28675}} 308.92 = 1.824\%$ **Ip=1.824 %**

• **Indice de pente globale Ig :**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S1 et S2 sur l'axe des abscisses tel que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2.

Les altitudes correspondantes sont lues de la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.10).$$

Avec :

D : Dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

H5% et H95% sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95%.

$$I_g = \frac{1192.7 - 807.40}{28.675} = 13.44(m/km) \quad \mathbf{I_g=13.44 m/km}$$

Cet indice, très facile à calculer, est très utilisé. Il sert de base à une des classifications de l'Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre Mer (O.R.S.T.O.M).

• **Pente moyenne du bassin versant I_m :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots(II.11).$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau de l'ordre 1,2, ...n (m).

S : Surface du bassin versant (km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1300	100	1.12
2	1200		11.53
3	1100		56.21
4	1000		107.40
5	900		104.78
6	800		51.44
7	700		7.18

$\mathbf{I_m=19.06m/km}$

• **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(II.12).$$

Avec : H_{max} , H_{min} : sont respectivement les hauteurs maximale et minimale au niveau du bassin versant (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (km).

AN : $I_{pm} = \frac{1370 - 656.5}{28.675} = 4.054\% \quad \mathbf{I_{pm}= 4,054 \%}$

• **Dénivelée spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes des bassins de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre Mer (O.R.S.T.O.M) appliquée à tous les bassins versants de différentes surfaces.

Tableau II.06: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

	relief	Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	<25
3	Assez faible	<50
4	Modéré	<100
5	Assez modéré	<250
6	Fort	<500
7	Très fort	>500

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(II.13).$$

Avec :I_g : indice de pente globale.

S : surface du bassin versant.

AN : D_s= 178.3 m < 250 ⇒ Le relief de notre bassin versant est assez modéré.

II.1.1.4.Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

a) Densité de drainage : [1]

Elle est définie étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale « S » du bassin. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est donnée par la formule suivante et exprimée en km/km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(II.14).$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les talwegs (km).

S : surface totale du bassin versant (km²).

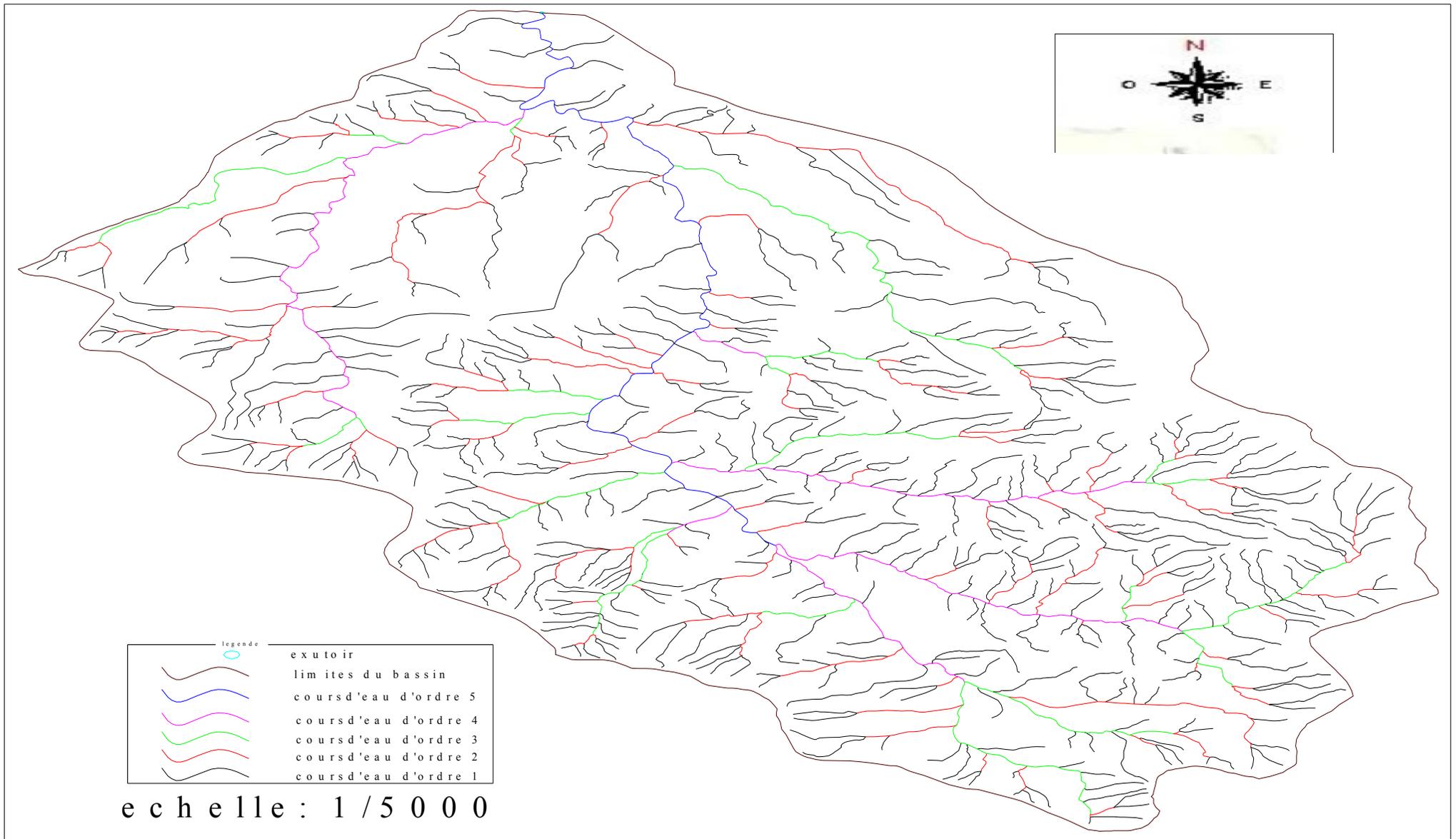
Pour procéder à son calcul, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications, la plus utilisée est celle de Schum, qui dit « est d'ordre x+1, tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de 2 cours d'eau d'ordre x ».les résultats de la classification sont dans le tableau ci-après, la classification est représentée sur la figure II.04

Tableau II.07 : classification des cours d'eau

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	463	375.20
2	96	105.49
3	22	51.68
4	6	34.52
5	1	21.39
Totale		588.28

A.N : $D_d = \frac{588.28}{176} = 3.3425(km / km^2)$

$D_d=3.3425 km/km^2$



b) Densité du thalweg élémentaire: [1]

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.15).$$

Avec :

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=463$.

S : Superficie du bassin versant (km^2).

A.N: $F_1 = \frac{463}{176} = 2.631(\text{thalweg}/\text{km}^2)$ **$F_1=2.631$ talwegs / km^2**

c) Coefficient de torrentialité : [1]

Il est défini comme étant le produit entre la densité de drainage, et le coefficient du thalweg élémentaire. Il est donné par la formule ci-après :

$$C_t = D_d * F_1 \dots\dots\dots (II.16).$$

A.N : $C_t = 3.3425 * 2.631 = 8.79$ **$C_t=8.79$**

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

d) La longueur moyenne des versants : [1]

C'est le rapport entre la longueur du rectangle équivalent, à deux fois la densité de drainage. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II.17).$$

D_d : densité de drainage en Km/Km^2 .

L : longueur de rectangle équivalent en Km .

A.N : $L_i = \frac{28.675}{3.3425} = 8.58\text{km}$ **$L_i=8.58$ km**

e) La pente moyenne de cours d'eau principal : [1]

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment distants sur le cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule II.18.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.18).$$

Avec : ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal (m).

ΔL : Distance entre ces deux points (km). **$I_c=0.16\%$**

f) Temps de concentration du bassin versant t_c : [1]

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

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.19).$$

Avec :

- S : surface du bassin versant (Km²).
- L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).
- t_c : temps de concentration exprimé en heure (h).
- H_{moy} : altitude moyenne (m).
- H_{min} : altitude minimale (m).

A.N : $t_c = \frac{4\sqrt{176} + 1.5 * 31}{0.8\sqrt{948.44 - 656.5}} = 7.28 \text{heures}$ **t_c=7.28 heures**

g) Vitesse de ruissellement : [1]

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

$$V_r = \frac{L}{t_c} \dots\dots\dots (II.20).$$

Avec :

- L : Longueur du thalweg principal (Km).
- Tc : Temps de concentration (h).

A.N : $V_r = \frac{31}{7.28} = 4.26(\text{km} / \text{h})$ **V_r=4.26 km/h**

h) Profil en long de l'Oued : [1]

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique en tenant compte des l'altitude et de la longueur du cours d'eau. Sur ce profil, peuvent figurer les infrastructures importantes (barrages, voies ferrées...etc.) et les divers affluents.

Tableau II.08 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)
1	1200	0
2	1150	0.15
3	1100	1.69
4	1000	8.90
5	900	17.9
6	800	28.85
7	700	29.5
8	656.5	31

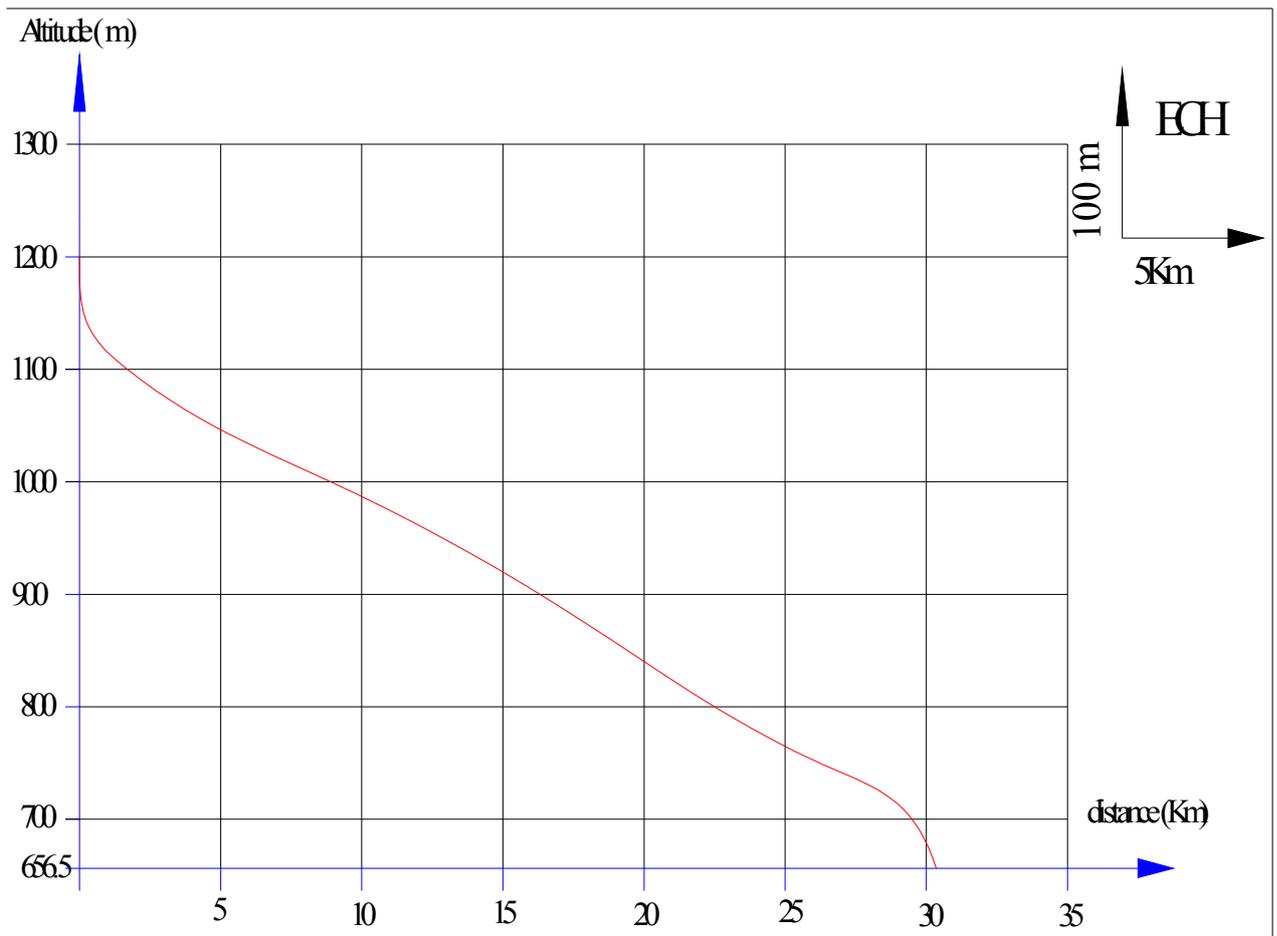


Figure II.05 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau II.09 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unités	Valeur	
Superficie	S	km ²	176	
Périmètre	P	km	70	
Longueur du thalweg principal	L	km	31	
Indice de compacité	KC	-	1,48	
Coefficient d'allongement	Ca	-	5,46	
Rectangle équivalent	longueur	Lr	Km	28.675
	largeur	lr	Km	6.138
	maximale	Hmax	m	1370
	moyenne	Hmoy	m	948.44
Altitudes	médiane	Hmed	m	1020
	minimale	Hmin	m	656.5
Indice de pente de Roche	IP	%	1,428	
Indice de pente globale	Ig	m/km	13,44	
Indice de pente moyenne	Ipm	%	4.054	
Densité de drainage	Dd	Km/Km ²	3.3425	
Coefficient de torrentialité	Ct	-	8.79	
Temps de concentration	tc	h	7.28	
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	4.26	

II.1.1.5. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

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

Pour notre zone d'étude, la station plus représentative et celle qui dispose le plus d'enregistrements est la station 09.03.02.

a) Température :

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued Mellah se trouve dans un climat méditerranéen à nuance continentale.

Le caractère essentiel de ce climat réside en l'alternance d'une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques des pluies souvent substantielles apparaissent surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude et sèche. Les valeurs des températures mensuelles moyennes observées sous abri à la station de Beni-Slimane, sont indiquées dans le Tableau II.10

Tableau II.10 : températures moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle	
Beni-Slimane	Tmoy °C	21,2	16,6	11,6	7,8	6,9	7,6	10	12,1	16,9	22,2	25,6	26,2	15,4

Source : A.N.R.H Comme le montre le tableau II.10, la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 15.4 c°.

La répartition mensuelle de température est donnée par la figure II.06.

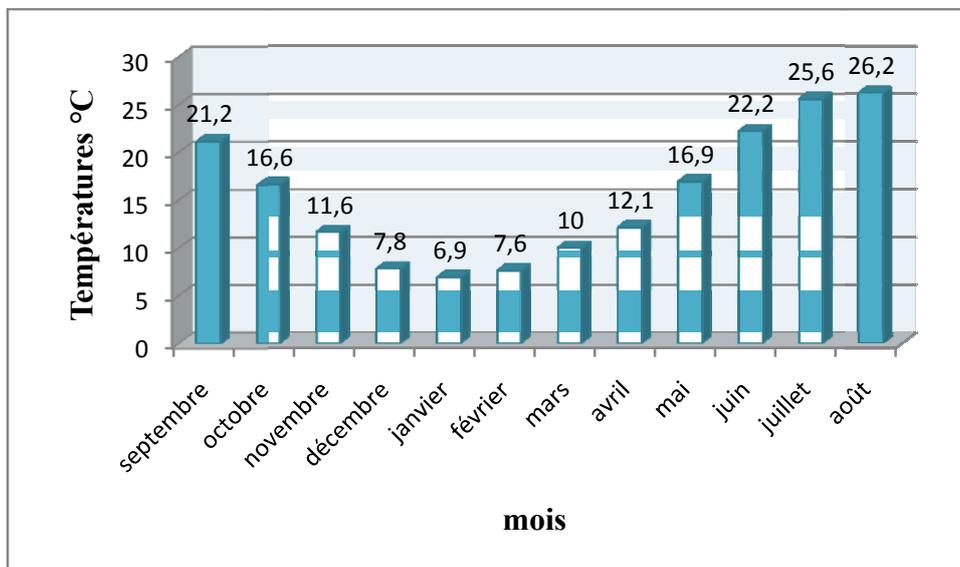


Figure II.06 : Répartition mensuelle des températures.

b) Evaporation:

L'évaporation est mesurée à la station de Beni-Slimane. L'évaporation moyenne mensuelle disponible à cette station est dans le tableau N°II.11.

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc estimée à un total annuel de 1351mm. Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre, Janvier et février**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau II.11 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Aoû	Année
Evaporation (mm)	142	100	54	35	34	36	69	92	150	195	230	214	1351
Evaporation (%)	10.51	7.40	4.00	2.60	2.52	2.66	5.11	6.81	11.10	14.43	17.02	15.84	100

Source : A.N.R.H

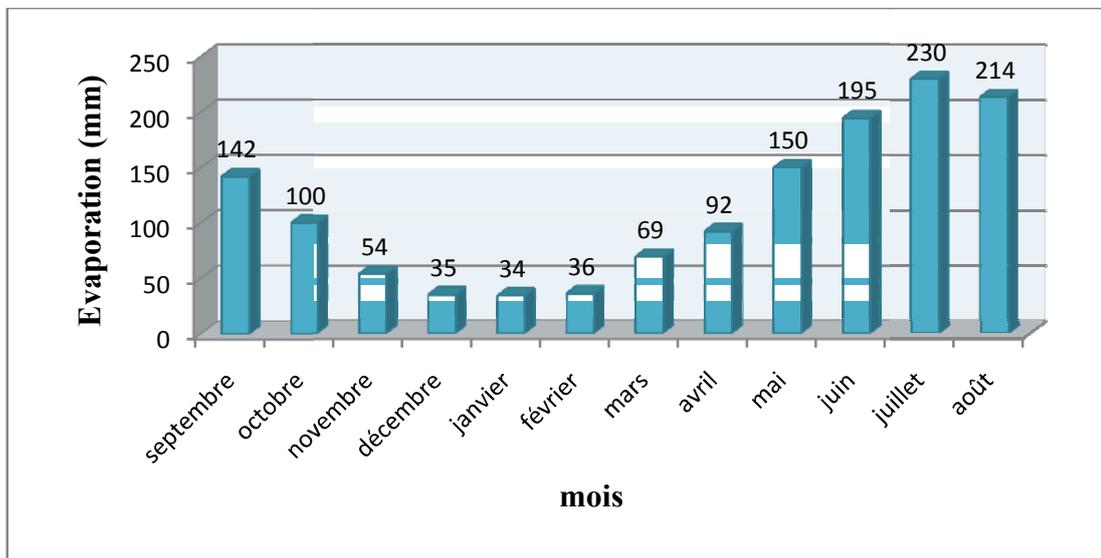


Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

c) Humidité relative:

L'humidité relative moyenne annuelle retenue est donc estimée à 67.1 %. Elle est minimale durant les mois d'été (**Juillet et Août**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'hiver (**Décembre, Janvier, février et mars**). La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau II.12 : répartition mensuelle de l'humidité relative.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année (moyenne)
H (%)	56.8	73.0	74.5	80.6	72.7	74.3	77.8	72.8	64.8	61.3	47.8	48.8	67.1

Source : A.N.R.H

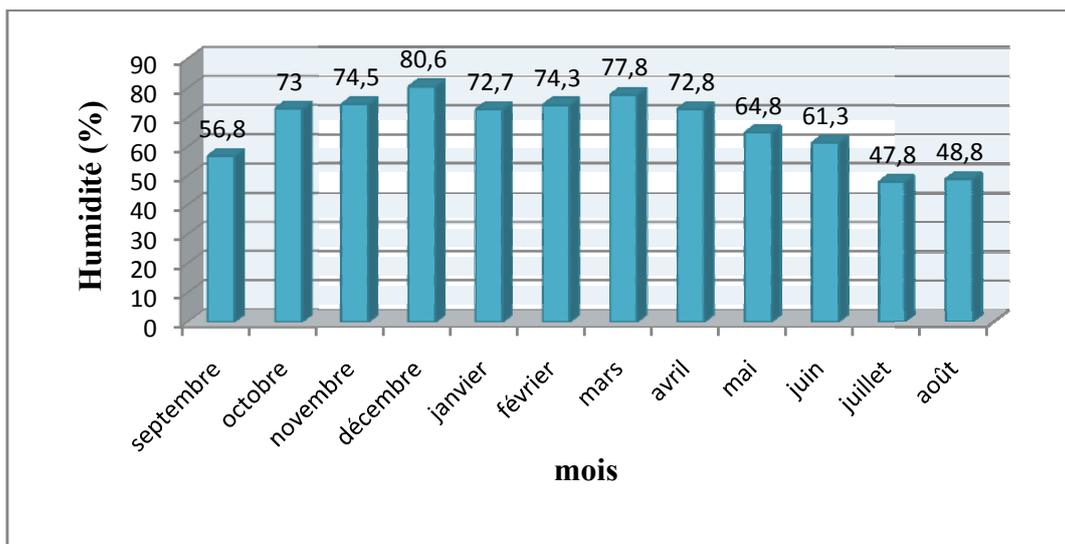


Figure II.08 : Répartition mensuelle de l’humidité.

d) Vitesse du vent:

D’après le tableau suivant la vitesse moyenne du vent est de 6.39 m/s. Elle présente un maximum en Décembre (8.06m/s).et un minimum en Janvier (3.68m/s).

Tableau II.13 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Année (moenne)
V (m/s)	5.68	7.30	7.45	8.06	3.68	7.43	7.78	7.28	6.48	6.13	4.78	4.88	6.39

Source : A.N.R.H

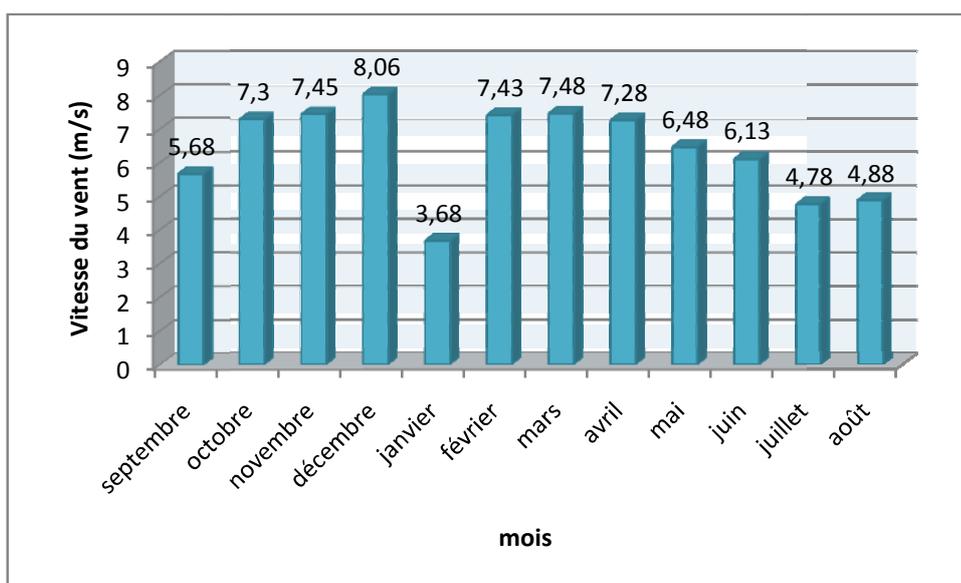


Figure II.09 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

e) **Pluviométrie:**

Nous disposons de données d’observation directes disponibles aux alentours du bassin versant de l’oued Mellah.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d’étude

station	Code de la station	Coordonnées Lambert			Années de fonctionnement	Nombre d’années
		X	Y	Z		
Beni-Slimane	090302	557.2	322.65	600	1970-2010	41
Djouab	090301	566.95	315.55	825	1970-2008	39
El omaria	120208	530.2	329.2	790	1970-2006	37

Source : A.N.R.H

La station de Beni-Slimane est la plus proche du site avec une période d’observation de 1970 – 2010 soit 41 ans.

Le tableau II.15 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l’année :

Tableau II.15: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	28,54	31,52	41,62	47,14	48,45	44,52	42,31	38,86	33,19	9,68	6,63	7,95	380,42
P %	7.50	8.29	10.94	12.39	12.76	11.70	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

Source : A.N.R.H La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure II.10.

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois d’**Octobre à Mai** sont à peu près de même ordre de grandeur et représentent environs **90 %** du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en **Janvier**.

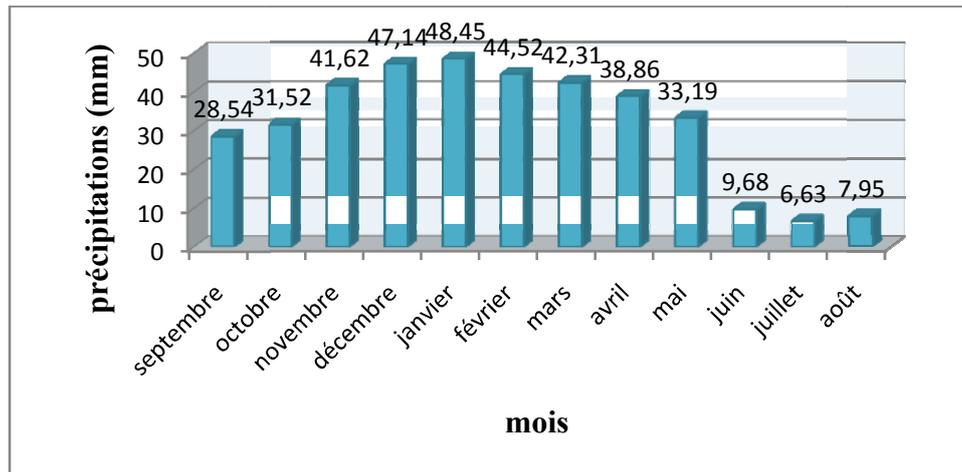


Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations.

II.2. Etude des précipitations :

II.2.1. Homogénéisation des données : [1]

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et la plus part des temps pleines d'erreurs qu'on appelle erreurs statistiques, qu'il convient de détecter et de corriger. Pour se faire on fait appel à l'homogénéisation des données. Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques.

Dans notre étude on va utiliser le test de la médiane ou test de Mood.

II.2.1.1. Test de la médiane ou test de Mood : [1]

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène.

Soit un échantillon x_1, x_2, \dots, x_n ; déterminons sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieures et 50% des x_i lui soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

+ Pour les $x_i > M$

- Pour les $x_i < M$

Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

N_s : nombre total de série de (+) ou de (-).

T_s : taille de la plus grande série de (+) ou de (-).

Les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s) \frac{1}{2} (N+1 - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1}) \dots\dots\dots (II.21).$$

$$T_s (3.3 [\log(N+1)]) \dots\dots\dots (II.22).$$

U : variable réduite de Gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$. Avec $\alpha=5\%$.

N : taille de notre série (41).

NOTE : L'annexe II regroupe les séries pluviométriques journalières, mensuelles, et annuelles, ainsi que le test d'homogénéisation.

AN : d'après la table de gauss : $U_{1-\alpha/2}=U_{0.9750}=1.96$.

$$(N_s = 20) \frac{1}{2} (41+1 - 1.96 \sqrt{41+1}) = 14.65 \dots\dots\dots (1)$$

$$T_s = 5 (3.3 [\log(41+1)]) = 5.36 \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) et (2) : les deux conditions sont vérifiées, donc notre série est homogène.

II.2.2. Les précipitations maximales journalières : [1]

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.

Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;

Calcul de la fréquence expérimentale ;

Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;

Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;

Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;

Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau II.16 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=41} X_i$	1500,4 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} X_i}{N}$	36,60 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{41} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}}$	12,85 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,351
Coefficient d'asymétrie « C_s » :	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	0,908
L'exposant climatique :		$b=0,34$

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

II.2.2.1 Choix de la loi d'ajustement :

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

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)- la loi de GUMBEL.
- 3)- la loi de GALTON (log-normal2).

II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots\dots\dots (II.23).$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$ (II.24).

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

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

• **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gauss :**

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 41

Paramètres : Moy = 36.6 et $\sigma = 12.85$

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

T = 1/ (1-q)

Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gauss.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P _{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	84.4	5.71	73.2 – 95.6
2000	0.9995	78.9	5.14	68.8 - 89.0
1000	0.9990	76.3	4.88	66.8 – 85.9
200	0.9950	69.7	4.21	61.4 – 78.0
100	0.9900	66.5	3.90	58.9 – 74.1
50	0.9800	63.0	3.57	56.0 – 70.0
20	0.9500	57.7	3.10	51.7 – 63.8
10	0.9000	53.1	2.73	47.7 – 58.4
5	0.8000	47.4	2.34	42.8– 52.0

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Normale

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

Résultats :

$\chi^2 = 6.41$

p-value p = 0.2679

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station de Beni-Slimane est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.9
Maximum	Aucun	77.4
Moyenne	36.60	36.60
Ecart-type	12.85	12.85
Médiane	36.6	33.3
Coefficient de variation (Cv)	0.35	0,351
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,00	0,908

Le tracé de la droite de Gauss est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

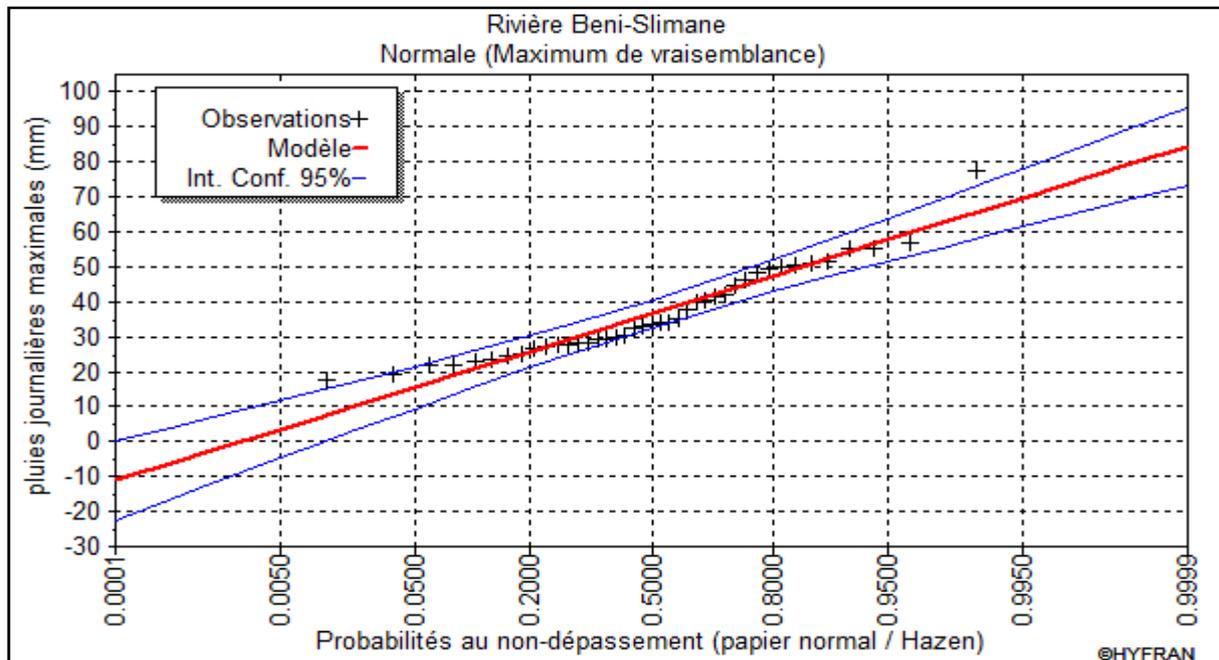


Figure II.11 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.

II.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel:

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.25).$$

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

- y : variable réduite de Gumbel.
- 1/α : la pente de la droite de Gumbel.
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x₀ : 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.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (II.26).$$

Avec : m : rang de précipitation
 n : nombre d’observations (41)

- ✓ calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :
 $y = - \ln (-\ln (F(x)))$
- ✓ calculer les paramètres d’ajustement « α » 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 :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (II.27).$$

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

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

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

Nombre d'observations: 41

Paramètres :

$$U = 30.68 \quad \alpha = 9.97$$

Quantiles :

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

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

Tableau II.18 : Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	123	12.0	99.0 - 146
2000	0.9995	106	10.0	86.8 - 126
1000	0.9990	99.6	9.18	81.6 - 118
200	0.9950	83.5	7.22	69.3 - 97.7
100	0.9900	76.6	6.38	64.0 - 89.1
50	0.9800	69.6	5.55	58.7 - 80.5
20	0.9500	60.3	4.45	51.6 - 69.0
10	0.9000	53.1	3.63	46.0 - 60.2
5	0.8000	47.2	3.20	41.3 - 52.1

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats : $\chi^2 = 4.46$

p-value $p = 0.4848$

Degré de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Beni-Slimane est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.9
Maximum	Aucun	77.4
Moyenne	36.4	36.60
Ecart-type	12.8	12.85
Mode (x_0)	30.81	-
Gradex (α)	10.02	-
Médiane	34.3	33.3
Coefficient de variation (Cv)	0.351	0,351
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0,908

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

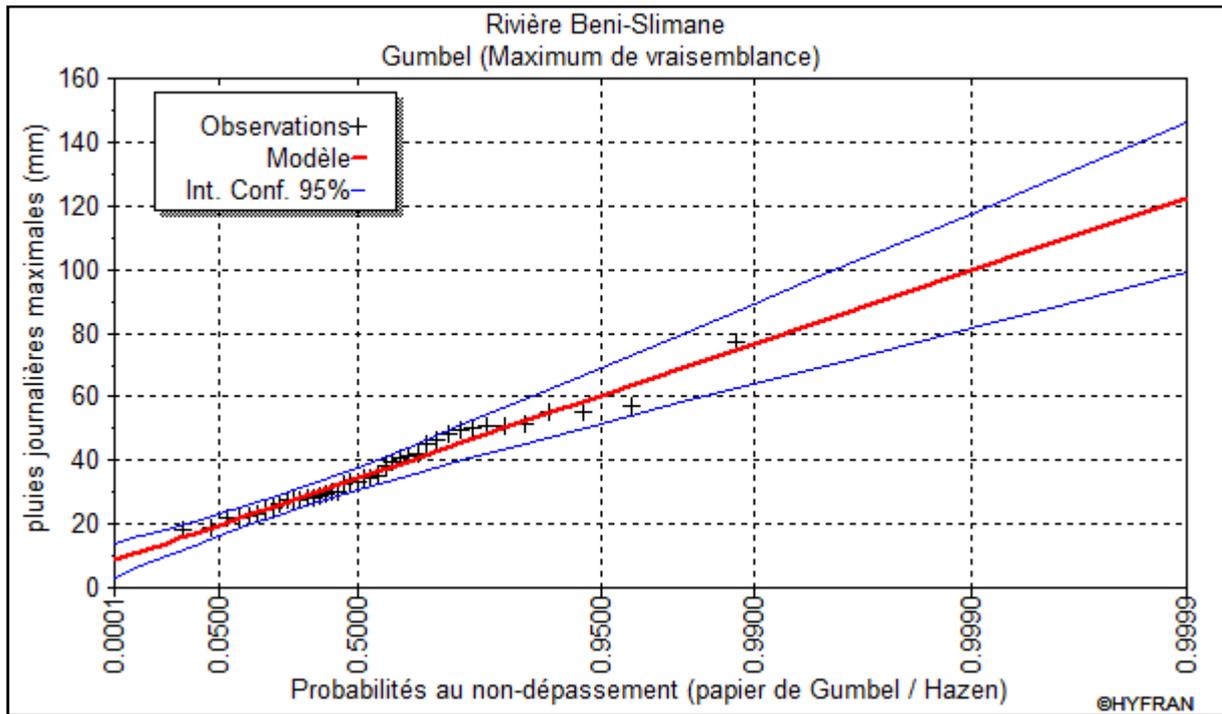


Figure II.12 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel.

II.2.2.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (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 II.13.

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

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.28)$$

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

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

$$\begin{aligned} \text{Log } x(p \%) &= \overline{\text{Log } x} + \sigma * \text{Log } u(p \%) \\ \text{Log } X &= \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (II.29) \end{aligned}$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau II.20.

Galton (Méthode de vraisemblance corrigée)

Nombre d'observations : 41

Paramètres :

Mu = 4,5424

σ = 0,3405

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

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

Tableau II.20 : Ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	123	18.5	86.2 – 159
2000	0.9995	106	14.4	77.7 - 134
1000	0.9990	99.0	12.8	73.9 - 124
200	0.9950	83.1	9.27	64.9 – 101
100	0.9900	76.3	7.88	60.8 – 91.8
50	0.9800	69.5	6.58	56.6 – 82.4
20	0.9500	60.5	4.97	50.8 – 70.2
10	0.9000	53.5	3.86	45.9 – 61.0
5	0.8000	46.0	2.86	40.4 – 541.6

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

Hypothèses :

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Normale

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

Résultats :

$$\chi^2 = 4.85$$

p-value p = 0.4340

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8 Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5 %

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

Tableau II.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	17.9
Maximum	Aucun	77.4
Moyenne	36.6	36.6
Ecart-type	12.80	12.85
Médiane	34.6	33.3
Coefficient de variation (Cv)	0.351	0.351
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.09	0.908

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

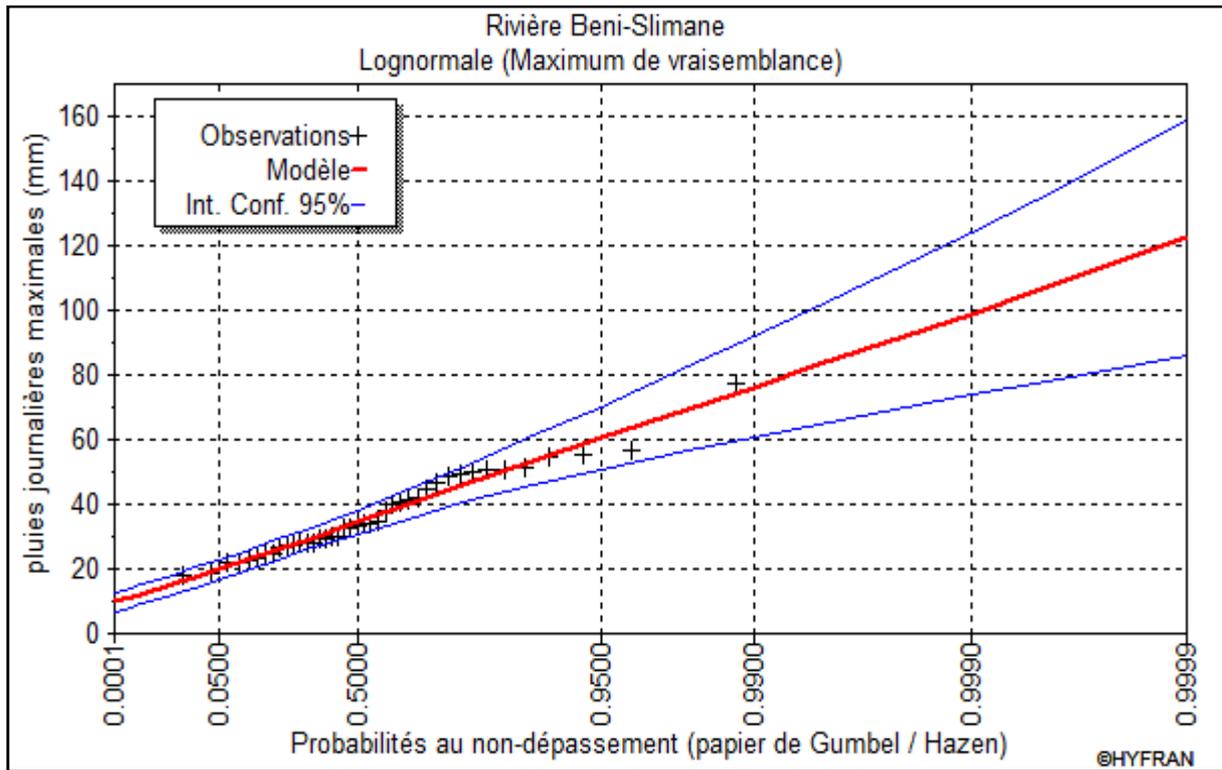


Figure II.13: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

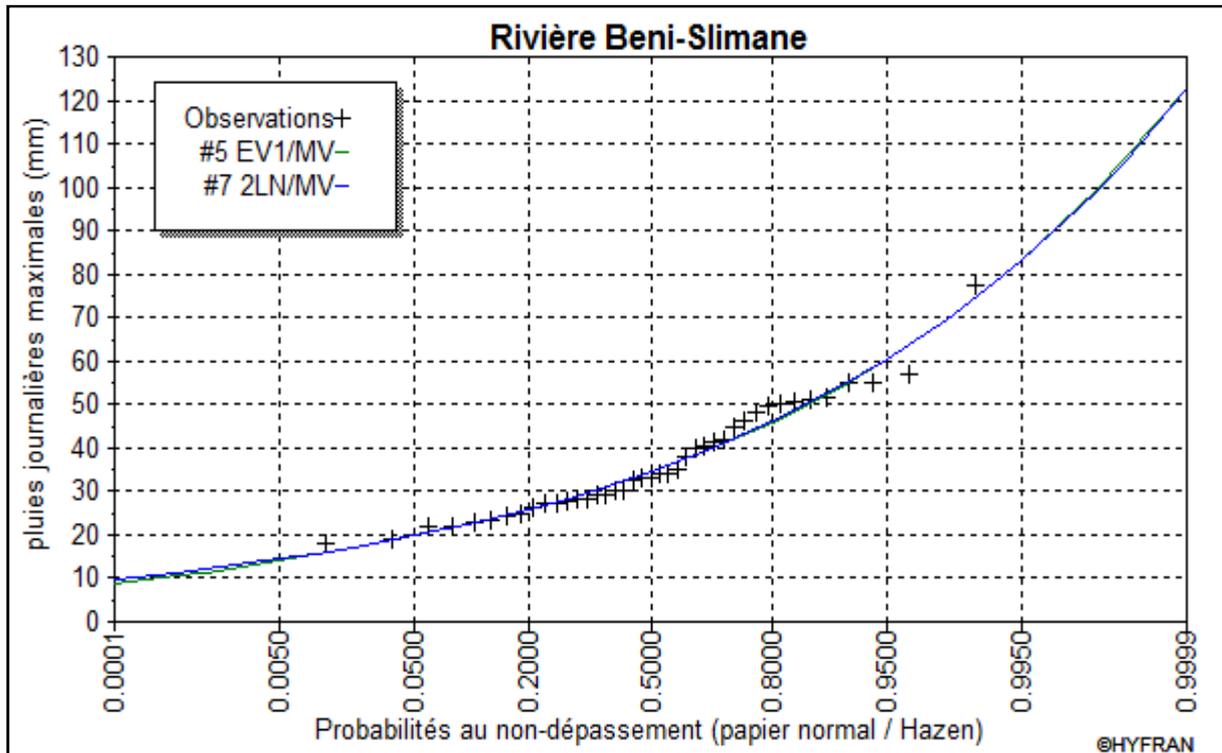


Figure II.14 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi log normale « GALTON » et celle de « GUMBEL » les résultats de GALTON sont à considérer pour la suite de notre travail.

II.2.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : [1]

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

$$P_{\max,t_p\%} = P_{\max,j_p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.30).$$

Avec :

$P_{\max,t_p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j_p\%}$ (mm).

$P_{\max,j_p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région $b = 0,34$.

L'intensité : $I_0 = P_{\max,t_p\%} / t \dots\dots\dots (II.31)$.

Les résultats de calcul de $P_{\max,t_p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau (II.22).

Tableau II.22: Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

Période	5		10		20		50		100		200		1000		2000		10000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.5		0.1		0.05		0.01	
P _{maxi,p(%)}	46		53.5		60.5		69.5		76.3		83.1		99		106		123	
T(h)	P _{maxi,p(%)} (mm)	I ₀ (mm/h)																
0,5	12,33	24,67	14,35	28,69	16,22	32,45	18,64	37,27	20,46	40,92	22,28	44,57	26,55	53,09	28,42	56,85	32,98	65,96
1	15,61	15,61	18,16	18,16	20,53	20,53	23,59	23,59	25,90	25,90	28,21	28,21	33,60	33,60	35,98	35,98	41,75	41,75
2	19,76	9,88	22,98	11,49	25,99	13,00	29,86	14,93	32,78	16,39	35,70	17,85	42,53	21,27	45,54	22,77	52,84	26,42
3	22,68	7,56	26,38	8,79	29,83	9,94	34,27	11,42	37,62	12,54	40,98	13,66	48,82	16,27	52,27	17,42	60,65	20,22
4	25,01	6,25	29,09	7,27	32,90	8,22	37,79	9,45	41,49	10,37	45,19	11,30	53,83	13,46	57,64	14,41	66,89	16,72
5	26,99	5,40	31,39	6,28	35,49	7,10	40,77	8,15	44,76	8,95	48,75	9,75	58,08	11,62	62,18	12,44	72,16	14,43
6	28,71	4,79	33,39	5,57	37,76	6,29	43,38	7,23	47,62	7,94	51,87	8,64	61,79	10,30	66,16	11,03	76,77	12,80
7	30,26	4,32	35,19	5,03	39,79	5,68	45,71	6,53	50,19	7,17	54,66	7,81	65,12	9,30	69,72	9,96	80,90	11,56
7.28	30,66	4,21	35,66	4,90	40,33	5,54	46,33	6,36	50,86	6,99	55,39	7,61	66,99	9,06	70,66	9,71	81,99	11,08
8	31,66	3,96	36,82	4,60	41,64	5,21	47,84	5,98	52,52	6,56	57,20	7,15	68,14	8,52	72,96	9,12	84,66	10,58
9	32,96	3,66	38,33	4,26	43,34	4,82	49,79	5,53	54,66	6,07	59,53	6,61	70,93	7,88	75,94	8,44	88,12	9,79
10	34,16	3,42	39,73	3,97	44,92	4,49	51,61	5,16	56,66	5,67	61,71	6,17	73,51	7,35	78,71	7,87	91,33	9,13
11	35,28	3,21	41,04	3,73	46,40	4,22	53,31	4,85	58,52	5,32	63,74	5,79	75,93	6,90	81,30	7,39	94,34	8,58
12	36,34	3,03	42,27	3,52	47,80	3,98	54,91	4,58	60,28	5,02	65,65	5,47	78,21	6,52	83,74	6,98	97,18	8,10
13	37,34	2,87	43,43	3,34	49,12	3,78	56,42	4,34	61,94	4,76	67,46	5,19	80,37	6,18	86,05	6,62	99,86	7,68
14	38,30	2,74	44,54	3,18	50,37	3,60	57,86	4,13	63,52	4,54	69,19	4,94	82,42	5,89	88,25	6,30	102,40	7,31
15	39,21	2,61	45,60	3,04	51,56	3,44	59,24	3,95	65,03	4,34	70,83	4,72	84,38	5,63	90,35	6,02	104,83	6,99
16	40,08	2,50	46,61	2,91	52,71	3,29	60,55	3,78	66,47	4,15	72,40	4,52	86,25	5,39	92,35	5,77	107,16	6,70
17	40,91	2,41	47,58	2,80	53,81	3,17	61,81	3,64	67,86	3,99	73,91	4,35	88,05	5,18	94,27	5,55	109,39	6,43
18	41,71	2,32	48,51	2,70	54,86	3,05	63,02	3,50	69,19	3,84	75,36	4,19	89,78	4,99	96,12	5,34	111,54	6,20
19	42,49	2,24	49,41	2,60	55,88	2,94	64,19	3,38	70,47	3,71	76,75	4,04	91,44	4,81	97,91	5,15	113,61	5,98
20	43,24	2,16	50,28	2,51	56,86	2,84	65,32	3,27	71,71	3,59	78,11	3,91	93,05	4,65	99,63	4,98	115,61	5,78
21	43,96	2,09	51,13	2,43	57,81	2,75	66,42	3,16	72,91	3,47	79,41	3,78	94,61	4,51	101,30	4,82	117,54	5,60
22	44,66	2,03	51,94	2,36	58,74	2,67	67,47	3,07	74,08	3,37	80,68	3,67	96,11	4,37	102,91	4,68	119,41	5,43
24	45,34	1,97	52,73	2,29	59,63	2,59	68,50	2,98	75,20	3,27	81,91	3,56	97,58	4,24	104,48	4,54	121,23	5,27

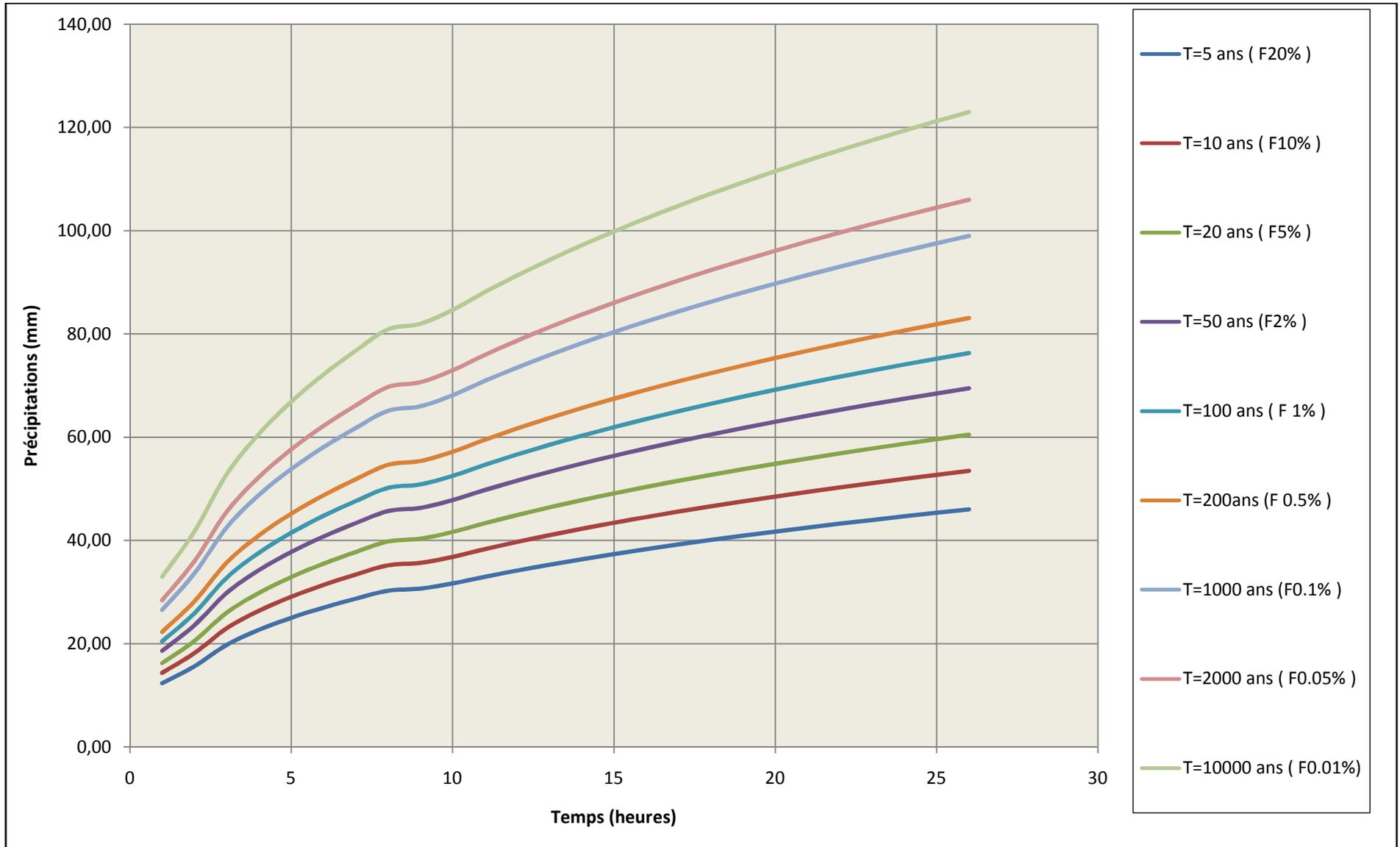
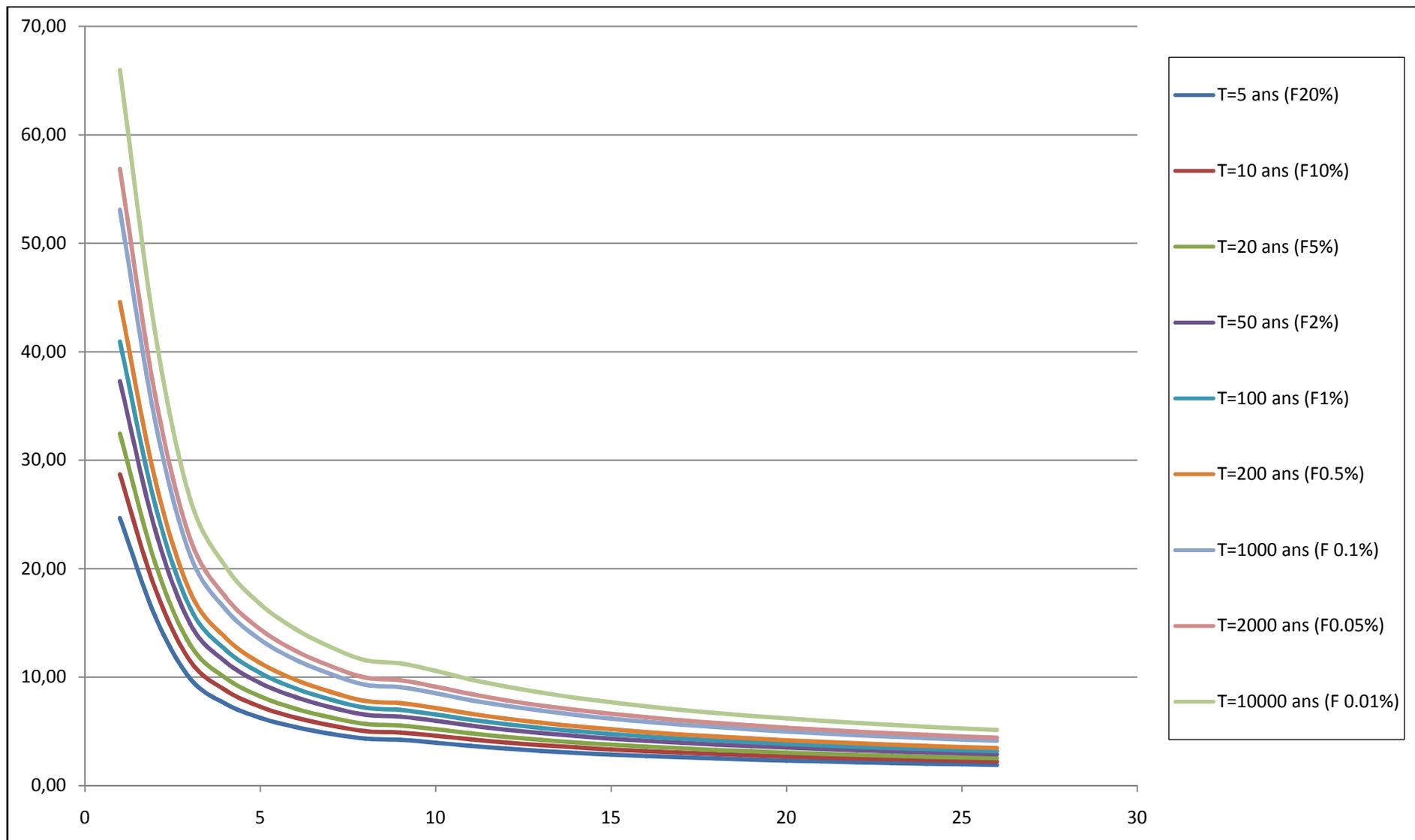


Figure II.15 : Pluies de Courtes durées

Figure II.16 : Intensité fréquenceie



II.3. Etude des apports :

II.3.1. L'apport moyen interannuel (A_0) : [2]

On dispose sur l'oued Mellah d'une station hydrométrique (Beni Slimane, 09.03.05), on va utiliser les données de cette station pour déterminer l'apport moyen interannuel. Les observations nous ont été données par l'agence nationale des ressources hydrauliques de Blida. (Voir annexe II.). Le tableau ci-après récapitule la répartition mensuelle des apports. Cette dernière (répartition) suit la même répartition que les précipitations en question étant génératrice des apports de l'oued.

Tableau II.23 : récapitulatif des apports observés à la station de Beni-Slimane.

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
A_0 (Hm ³)	1.00	1.12	1.47	1.67	1.72	1.57	1.50	1.38	1.17	0.34	0.23	0.28	13.45
A_0 (%)	7.5	8.29	10.94	12.39	12.76	11.7	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des apports est présentée en figure II.17.

Nous remarquons que les apports durant les mois d'**Octobre à Mai** sont à peu près de même ordre de grandeur et représentent environs **90 %** du total annuel néanmoins, on note une pointe en **Janvier**.

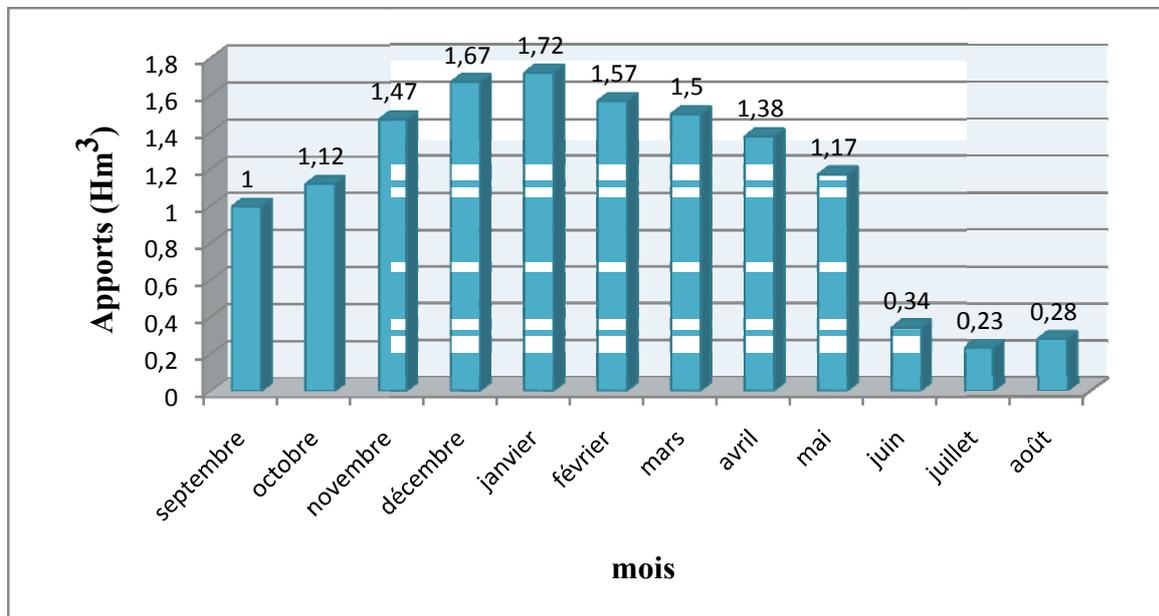


Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.

II.3.2. Caractéristiques de l'écoulement :**II.3.2.1. Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$ (II.32).

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (litres).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 \cdot 10^7$ s

$$\text{A.N : } M_e = \frac{13.45 \cdot 10^9}{3.1536 \cdot 10^7} = 426.50 \text{ l/s} \quad \mathbf{M_e=426.50 \text{ l/s}}$$

II.3.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique :

Il est donné par : $M_0 = \frac{M_e}{S}$ (II.33).

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$\text{A.N : } M_0 = \frac{426.5}{176} = 2.423 \text{ l/s.km}^2 \quad \mathbf{M_0=2.423 \text{ l/s.km}^2}$$

II.3.2.3. Lame d'eau écoulée :

Elle est donnée par : $l_e = \frac{A_0}{S}$ (II.34).

Avec : S : Superficie du bassin.

A_0 :apport moyen annuel.

$$\text{A.N : } l_e = \frac{13.45 \cdot 10^6}{176 \cdot 10^6} = 0.07642 \text{ m} = 76.42 \text{ mm} \quad \mathbf{l_e=76.42 \text{ mm}}$$

II.3.2.4. Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement :

Il es donné par : $C_e = \frac{l_e}{P_{\text{moy}}}$ (II.35).

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

L_e : Lame d'eau écoulée (mm).

$$\text{A.N : } C_e = \frac{76.42}{380.42} = 0.2 \quad \mathbf{C_e=0.2}$$

II.3.3. Les apports fréquents :

Les apports fréquents ou de période de retour donnée sont très importants notamment pour le dimensionnement de l'ouvrage, la régularisation des débits et la gestion rationnelle de la capacité en eau (Industrie, Irrigation). On les obtient en ajustant notre série des apports avec des méthodes d'estimation. Pour ce faire nous avons choisi la loi de distribution Pearson III et celle de Galton (log normal).

II.3.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi de Galton (log-normale) :

Pour ajuster notre série des apports on va utiliser le logiciel HYFRAN.

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau II.24.

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 39

Paramètres :

$\mu = 2.507686$

$\sigma = 0,485141$

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau II.24 : Ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	A ₀	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	74.6	21.2	33.1 - 116
2000	0.9995	60.6	15.5	30.3 - 90.9
1000	0.9990	55.0	13.3	28.9 - 81.1
200	0.9950	42.8	8.96	25.3 - 60.4
100	0.9900	38.0	7.37	23.5 - 52.4
50	0.9800	33.3	5.89	21.7 - 44.8
20	0.9500	27.3	4.19	19.0 - 35.5
10	0.9000	22.9	3.09	16.8 - 28.9
5	0.8000	18.5	2.14	14.3 - 22.7
2	0.5000	12.3	1.22	9.89 - 14.7
1.25	0.2000	9.08	0.946	6.31 - 10.0

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

Tableau II.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	2.80
Maximum	Aucun	21.1
Moyenne	13.8	13.4
Ecart-type	7.11	4.90
Médiane	12.3	14.1
Coefficient de variation (Cv)	0.515	0.365
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.68	0.530

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

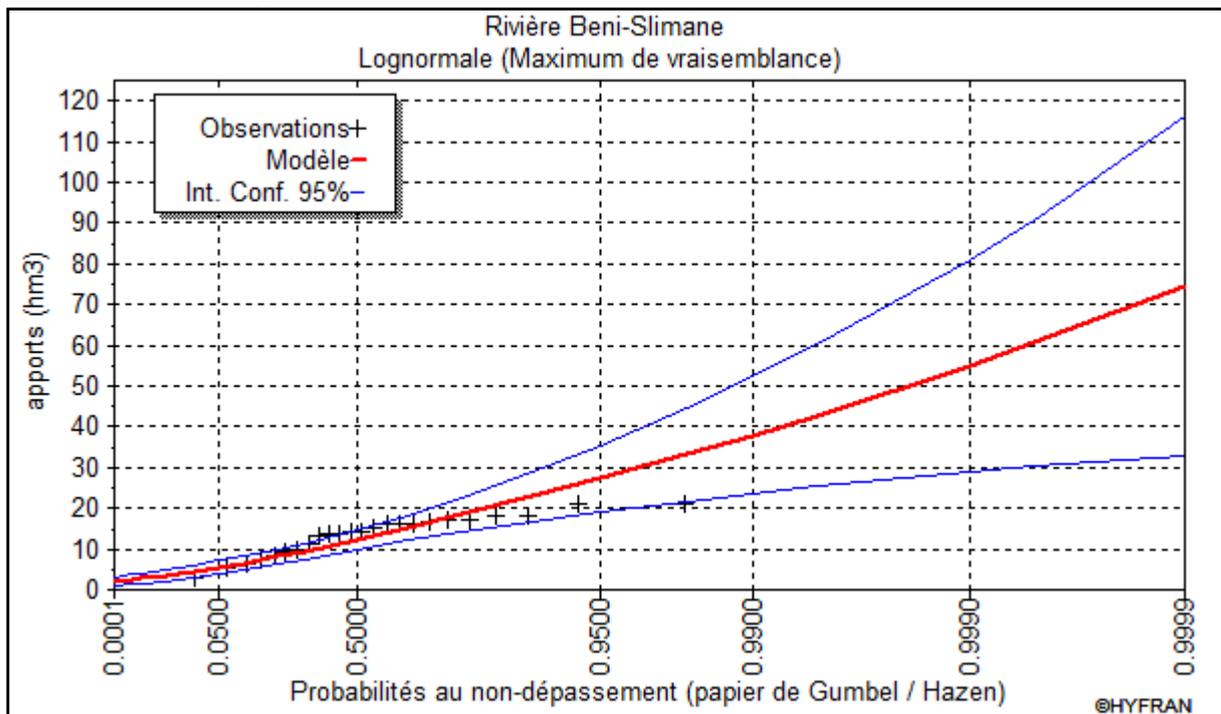


Figure II.18 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

II.3.3.2. Ajustement de la série des apports à la loi de distribution Pearson III :

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

$$A_{P\%} = \bar{A}(F_{P\%} * C_V + 1) \dots\dots\dots (II.36).$$

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

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

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

C_V : Coefficient de variation.

C_S : Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau II.26.

Tableau II.26 : Ajustement à la loi de Pearson III.

Période de retour	1.25	2	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence P (%)	80	50	20	10	5	2	1	0.5	0,1	0.05	0.01
variable de Gauss	-0,850	-0.086	0.807	1.330	1.449	2.397	2.700	3.372	3.855	4.433	4.896
Apport (Mm^3)	9.28	13.03	17.72	19.98	20.56	25.22	26.70	30.00	32.38	35.21	37.49

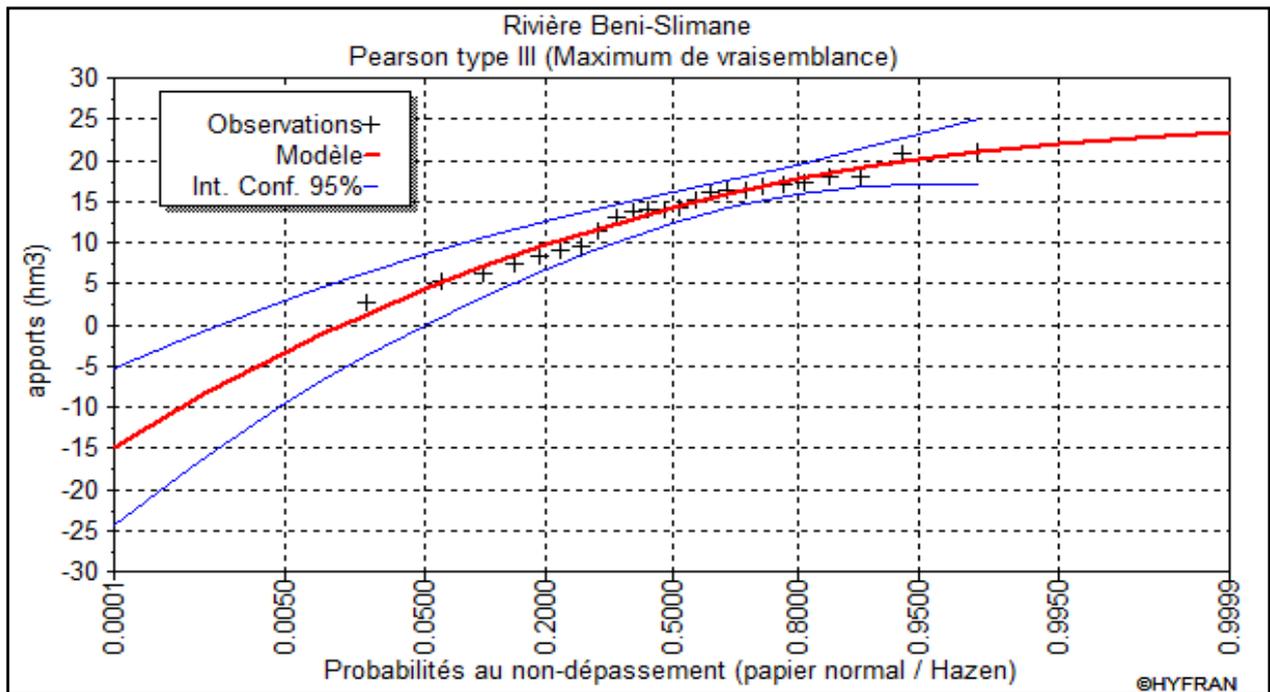


Figure II.19 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Pearson III.

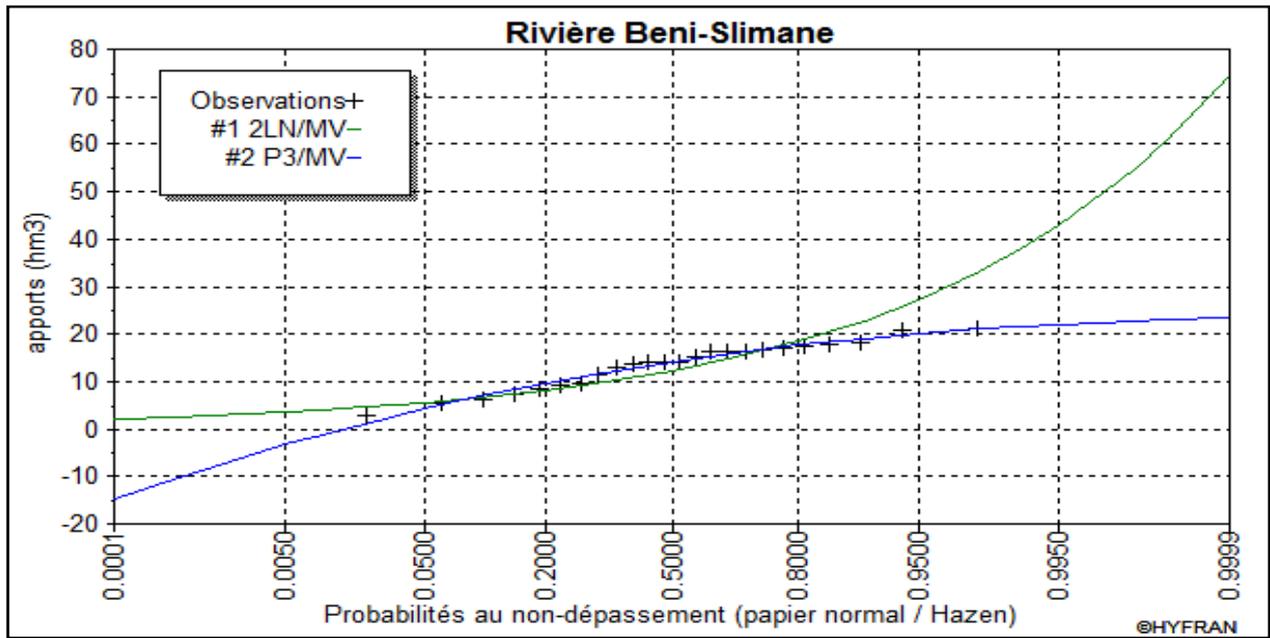


Figure II.20 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III)

Conclusion :

D'après les deux schémas ; on trouve que la série des apports moyens annuels suit la loi log normale « GALTON » parce que tous les hypothèses supposées sont justes et acceptées. Donc : $A_{80\%} = 9.08 \text{ Hm}^3$

II.3.3.3. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%:

La répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel. Voir le tableau et la figure ci-après.

Tableau II.27 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
$A_{80\%}$ (Hm ³)	0.681	0.753	0.993	1.125	1.159	1.062	1.010	0.929	0.790	0.230	0.158	0.190	9.08
$A_{80\%}$ (%)	7.5	8.29	10.94	12.39	12.76	11.7	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

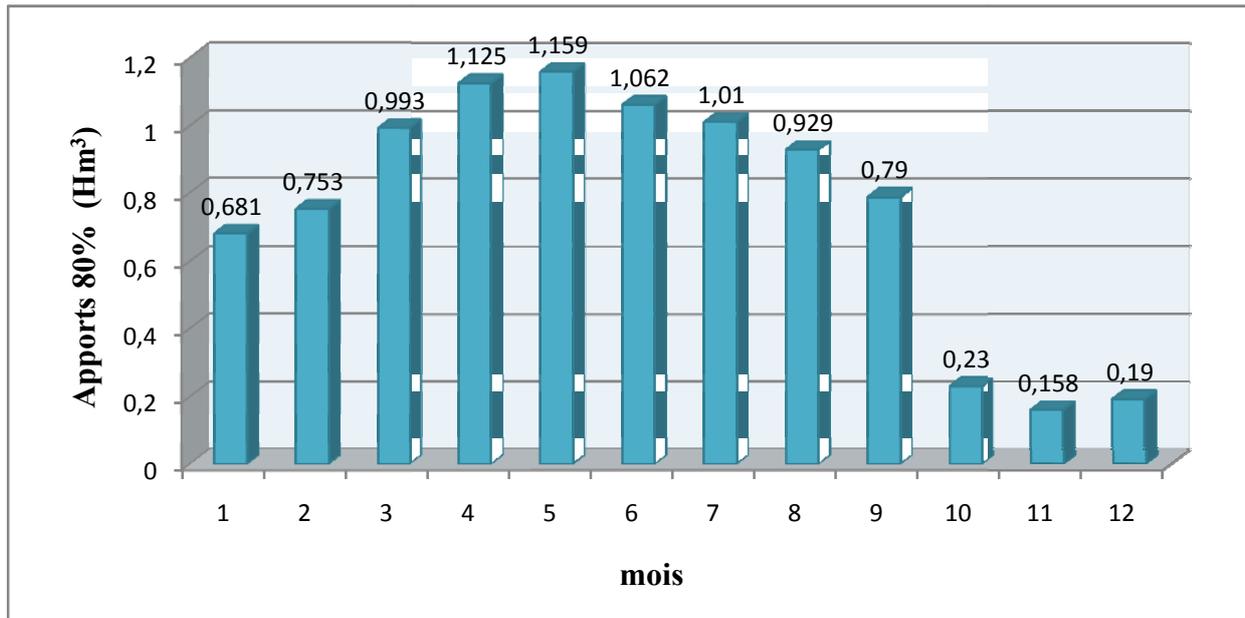


Figure II.21 : représentation mensuelle de l’apport moyen interannuel de fréquence 80%

II.3.4. Apport solide et Estimation de volume mort : [2]

L’étude du débit solide occupe une place très importante et très vaste dans le domaine de l’hydrologie de surface et de régularisation des débit. La matière première du débit solide est principalement l’érosion continentale.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés dans le réseau d’écoulement dépend essentiellement de la vitesse d’écoulement et de granulométrie.L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu’elle subit.

Le champ d’exploitation des vitesses varie tout au long du profil de l’oued d’amont en aval. La capacité de transport est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l’espace avec le débit liquide.

II.3.4.1.Estimation de l’apport solide : [2]

a) Formule de Tixeront :

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s’écrit :

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II.37).$$

Avec : Ts : le transport solide (t/Km²/an).

L₀ : la lame écoulée (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

Le tableau ci-après donne les différentes valeurs de α en fonction de la perméabilité du bassin versant.

Tableau II.28 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

Pour notre cas : $\alpha=350$

A.N : $T_s = 350 * 76.42^{0.15} = 670.73(t / km^2 / an)$

$T_s=670.73 t/km^2/an$

b) Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.38).$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 48.45mm$.

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm) $P_a = 380.42 mm$.

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

H_{max} : Altitude maximale =1370m.

H_{min} : Altitude minimale = 656.5m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 176Km^2$.

A.N :

$h=321.08m$.

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{48.45^2}{380.42} \right)^{2.65} \left(\frac{321.08^2}{176} \right)^{0.46} = 64.75(t / km^2 / an)$$

$E_s=64.75 t/km^2/an$

c) Formule de Grailovitch :

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

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots (II.39).$$

Avec : $T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (II.40).$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (II.41).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L + 10)} \dots\dots\dots (II.42).$$

T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an).

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

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

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant ($z=0.3$).

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

t : température moyenne annuelle (°C). $t=15.4^\circ\text{C}$

P : périmètre du bassin versant (Km). $P=70$ km.

L : longueur du talweg principal (Km). $L=31$ km.

H_{moy} : Altitude moyenne (km). $H_{moy}=0.935$ km.

A.N :

$$T = \sqrt{\frac{15.4}{10}} + 1 = 2.24$$

$$T_{sp} = 2.24 * 380.42 * \pi * \sqrt{0.3^3} = 439.89 \text{ m}^3 / \text{km}^2 . \text{an}$$

$$G_{rm} = \frac{\sqrt{70} + 0.94844}{0.2(31 + 10)} = 1.13 (t / m^3)$$

$$T_0 = 439.89 * 1.13 = 499 \text{ t} / \text{km}^2 . \text{an}$$

$$T_0 = 499 \text{ t} / \text{km}^2 . \text{an}$$

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 .Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantations en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

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

II.3.4.2. Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il est destiné à être occupé par les apports solides. Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

a) Méthode liée à l'érosion spécifique : [2]

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.43).$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³).

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$V_m = \frac{64.75 * 176 * 50}{1.6} = 0.36 Mm^3 \qquad \qquad \qquad V_m = 0.356 Hm^3$$

b) Formule de Tixeront : [2]

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.44).$$

Avec : $Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (II.45).$

Q_s : Le débit solide (t/an)

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

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_s : le transport solide (t/Km²/an).

S : surface du bassin versant (km²).

A.N : $Q_s = 670.73 * 176 = 118048.48 (t / an)$.

$$V_m = (1.1) \frac{118048.48 * 50}{1.6} = 4.06 * 10^6 m^3 \qquad \qquad \qquad V_m = 4.06 Hm^3$$

c) Formule de Grailovitch : [2]

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

$$V_m = \frac{T_0 * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.46).$$

Avec : T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

S : Surface du bassin versant (Km²).

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

A.N : $V_m = \frac{499 \cdot 176 \cdot 50}{1.6} = 2.74 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ $V_m = 2.74 \text{ Hm}^3$

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau II.29.

Tableau II.29 : récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (Hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0.356
Tixeront	4.06
Gravilovitch	2.74

Résultats et discussion:

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d'application

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu'a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptible d'être classés comme appartenant à la zone semi aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidental) sortent pratiquement des limite de validité des relations de « Fournier »

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active ($300 < P_{an} = 380.42 \text{ mm} < 700$). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a $P_{an} = 380.42 \text{ mm}$ donc nous nous trouvons dans le même intervalle d'application de cette formule.

La méthode de Gravilovitch est très largement utilisée en Algérie et elle donne de bon résultat donc on peut accepter le volume obtenu par cette formule.

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 50ans de service est **4.06 Hm³**.

II.4. Etude des crues : [1]

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement, entraînant des évaluations importantes quant à son coût qui, lui-même est lié à sa période de retour.

L'estimation des débits de crues et des volumes correspondants est l'étape initiale indispensable au dimensionnement rationnel des aménagements liés à la protection contre les crues et à la construction des barrages. Les méthodes d'évaluations sont nombreuses et dépendent de la diversité et de la complexité des facteurs qui déterminent les crues. Avant toute étude de crues, il est important de définir ce qu'est une crue et quelles sont les principales variables à déterminer.

Une crue est un événement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'une rivière maintenant ce débit au dessus d'un seuil donné. La crue est simple, si elle présente une seule pointe. Elle est dite complexe si elle présente plusieurs pointes.

Les paramètres définissant une crue sont:

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

II.4.1. Déterminations des crues :

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel avec le logiciel HYFRAN.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe II.

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

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

Nombre d'observations: 39

Paramètres :

$$U = 55.358$$

$$\alpha = 39.2049$$

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

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

Tableau II.30 : Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Q_{max}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	414	62.4	292 – 537
2000	0.9995	351	52.1	249 – 454
1000	0.9990	324	47.7	231 – 418
200	0.9950	261	37.5	187 – 335
100	0.9900	234	33.1	169 – 299
50	0.9800	206	28.8	150 – 263
20	0.9500	170	23.1	125 – 215
10	0.9000	142	18.8	105 – 178
5	0.8000	112	14.5	83.7 -141

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats : $\chi^2 = 4.00$

p-value $p = 0.4060$

Degré de liberté : 4

Nombre de classe : 7

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

Tableau II.31 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	7.65
Maximum	Aucun	508
Moyenne	76.0	81.1
Ecart-type	50.3	95.2
Médiane	67.7	65.0
Coefficient de variation (Cv)	0.662	1.17
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	4.22

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

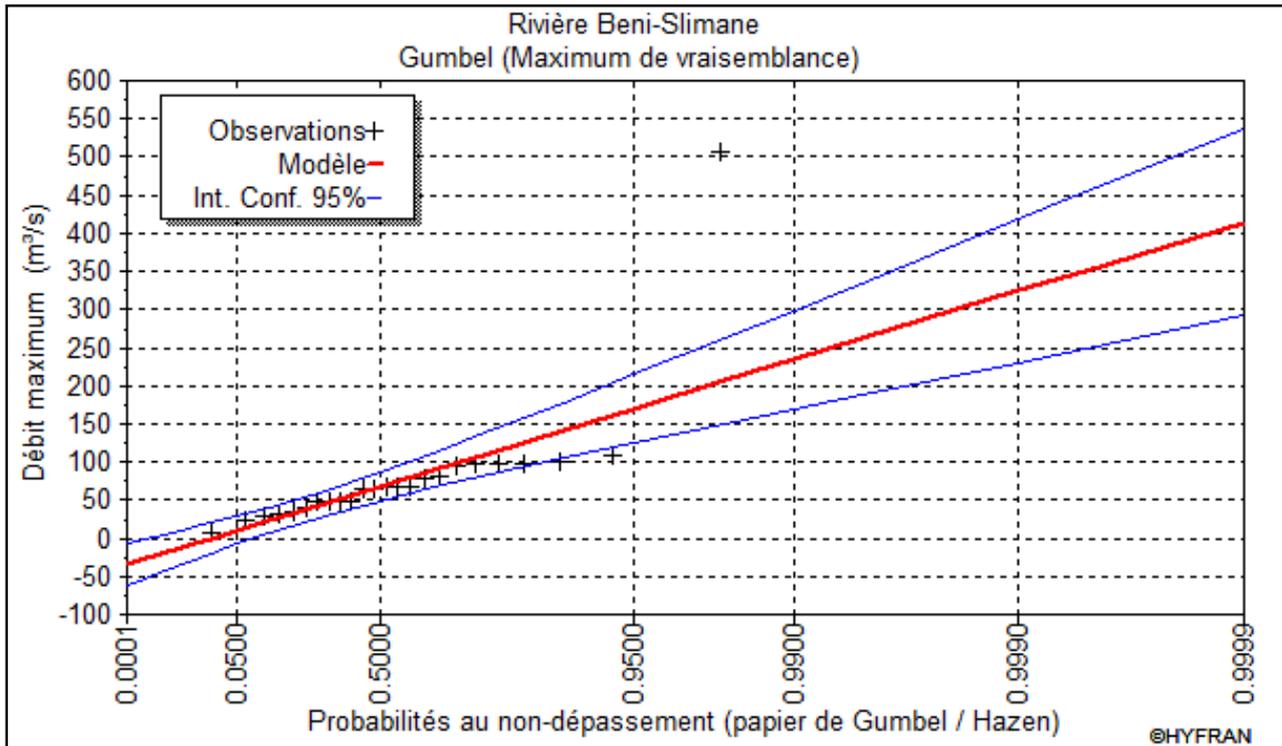


Figure II.22 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel.

Le tableau suivant récapitule les débits probables calculés pour différentes périodes de retour.

Tableau II.32 : débits fréquentiels calculés

Période de retour	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10 000
Q_{max} (m ³ /s)	112	142	170	206	234	261	324	351	414

II.4.2. 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:

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on va suivre la méthode de Sokolovski.

II.4.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski : [1]

Sokolovski considère que l’hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue. Chacune d’elle a sa propre équation.

a) Pour la montée:

$$Q_m = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II.47).$$

b) Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.48).$$

Avec : Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s).

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/s).

t_m : temps de la montée de la crue en heures.

t_d : temps de la décrue en heures.

Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s).

n, m : Puissance des courbes ;

$n=2$ pour la montée de la crue.

$m=3$ pour la décrue.

t_m : temps de montée.

t_d : temps de décrue. Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

✓ $t_m = t_c$, avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

✓ $t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue.

($\delta = 2.5$; voir le Tableau II.33) ; Donc : $t_m = 7.28$ heures et $t_d = 2.5 * 7.28 = 18.2$ heures.

Tableau II.33: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ) :

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau II.34, et représentés dans la Figure (II.23).

Tableau II.34 : débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1	0.05	0.01
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	112	142	170	206	234	261	324	351	414
Temps (h)	Q_m (m ³ /s)								
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0.5	0,53	0,67	0,80	0,97	1,10	1,23	1,53	1,66	1,95
1	2,11	2,68	3,21	3,89	4,42	4,92	6,11	6,62	7,81
1.5	4,75	6,03	7,22	8,75	9,93	11,08	13,76	14,90	17,58
2	8,45	10,72	12,83	15,55	17,66	19,70	24,45	26,49	31,25
2.5	13,21	16,75	20,05	24,29	27,60	30,78	38,21	41,39	48,82
3	19,02	24,11	28,87	34,98	39,74	44,32	55,02	59,61	70,30
3.5	25,89	32,82	39,29	47,61	54,09	60,33	74,89	81,13	95,69
4	33,81	42,87	51,32	62,19	70,64	78,79	97,81	105,97	124,98
4.5	42,79	54,26	64,95	78,71	89,41	99,72	123,80	134,11	158,18
5	52,83	66,98	80,19	97,17	110,38	123,12	152,83	165,57	195,29
5.5	63,93	81,05	97,03	117,58	133,56	148,97	184,93	200,34	236,30
6	76,08	96,46	115,48	139,93	158,95	177,29	220,08	238,42	281,22
6.5	89,29	113,20	135,52	164,22	186,54	208,07	258,29	279,82	330,04
7	103,55	131,29	157,17	190,46	216,35	241,31	299,56	324,52	382,77
7.28	112,00	142,00	170,00	206,00	234,00	261,00	324,00	351,00	414,00

Tableau II.34 (suite) : débits fréquentiels pour la construction l'hydrogramme de crue

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1	0.05	0.01
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	112	142	170	206	234	261	324	351	414
Temps (h)	Q_d (m ³ /s)								
8	94,53	119,86	143,49	173,88	197,51	220,30	273,47	296,26	349,44
9	78,99	100,14	119,89	145,28	165,02	184,07	228,49	247,54	291,97
10	65,24	82,72	99,03	120,00	136,31	152,04	188,74	204,47	241,17
11	53,19	67,44	80,74	97,84	111,14	123,96	153,88	166,71	196,63
12	42,73	54,17	64,86	78,59	89,27	99,57	123,61	133,91	157,95
13	33,74	42,77	51,21	62,05	70,48	78,62	97,59	105,72	124,70
14	26,10	33,09	39,62	48,01	54,53	60,82	75,51	81,80	96,48
15	19,72	25,00	29,93	36,26	41,19	45,94	57,03	61,79	72,88
16	14,47	18,34	21,96	26,61	30,22	33,71	41,85	45,34	53,47
17	10,24	12,99	15,55	18,84	21,40	23,87	29,63	32,10	37,86
18	6,93	8,79	10,53	12,75	14,49	16,16	20,06	21,73	25,63
19	4,43	5,61	6,72	8,14	9,25	10,32	12,81	13,88	16,37
20	2,61	3,31	3,97	4,80	5,46	6,09	7,56	8,19	9,66
21	1,38	1,75	2,09	2,53	2,88	3,21	3,98	4,31	5,09
22	0,61	0,77	0,92	1,12	1,27	1,42	1,76	1,91	2,25
23	0,20	0,25	0,30	0,36	0,41	0,46	0,57	0,62	0,73
24	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,09	0,10	0,12
25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25.2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

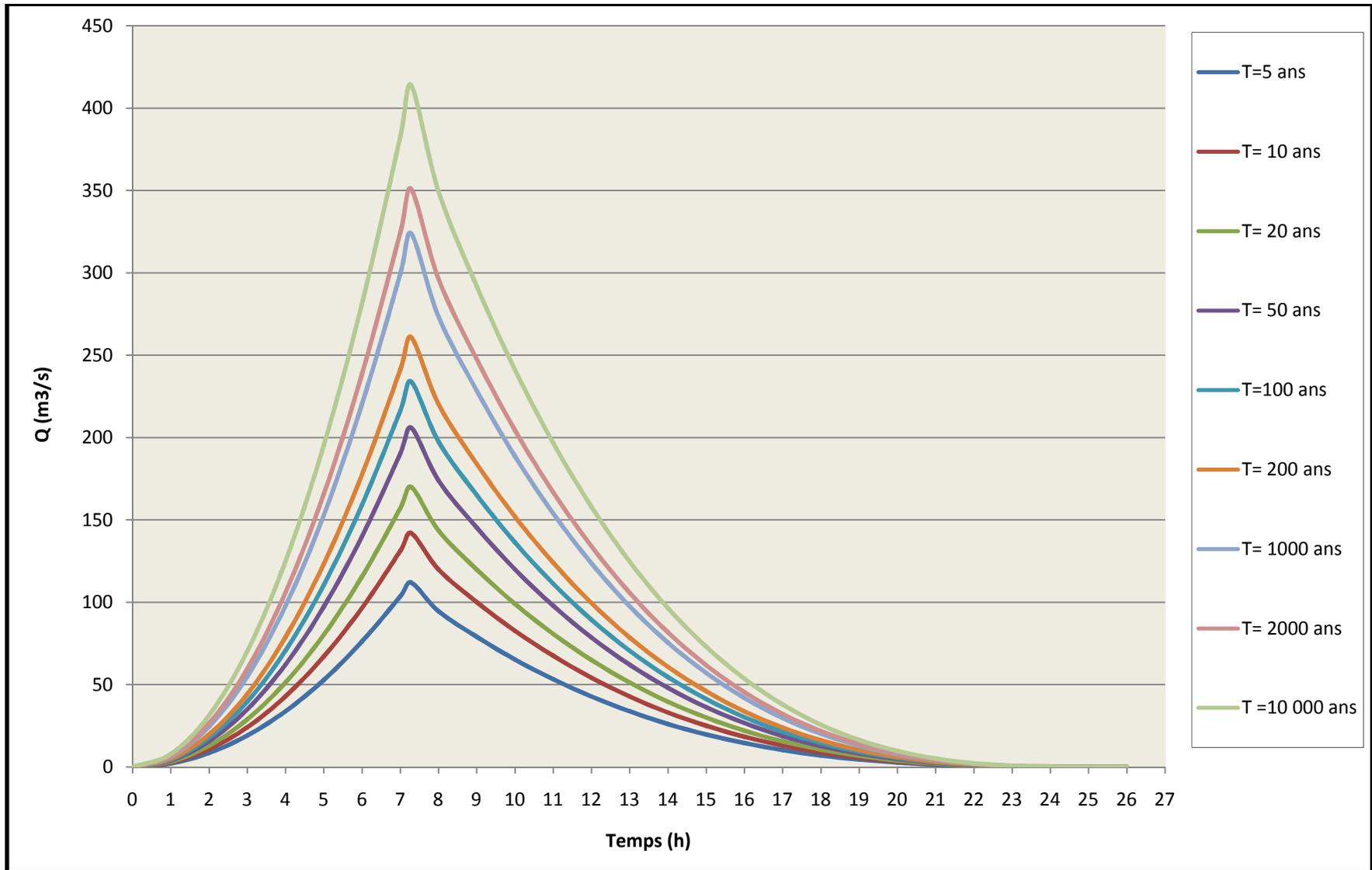


Figure II.23 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)

II.4.3. Estimation de la crue de projet : [3]

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue, autrement dit c'est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

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

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

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

Rappelons que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- ✓ la qualité et la quantité des données.
- ✓ la précision
- ✓ la bonne estimation.

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

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

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

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.35 : Catégories des dommages résultant des crues. [3]

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

Tableau II.36 : Crues de projet recommandées. [3]

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
<p>Elevés :</p> <ul style="list-style-type: none"> - perte de vie - dommages considérables 	<p>1/100000 à 1/10000</p>
<p>Importants :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pas de pertes de vies - dommages importants 	<p>1/10000 à 1/1000</p>
<p>Faibles :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pas de perte de vies - dommages légers 	<p>1/1000 à 1/100</p>

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

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

$$I_g = I_a * I_d * I_r .$$

Avec:

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

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

I_r : représente les risques.

Si :

1/ Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risque est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale en vérifiant avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

Tableau II.37 : Choix de la crue de projet. [3]

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

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

$$D'où : Q = Q_{max, 1\%} = 324 \text{ m}^3/\text{s}$$

La figure suivante représente l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100ans.

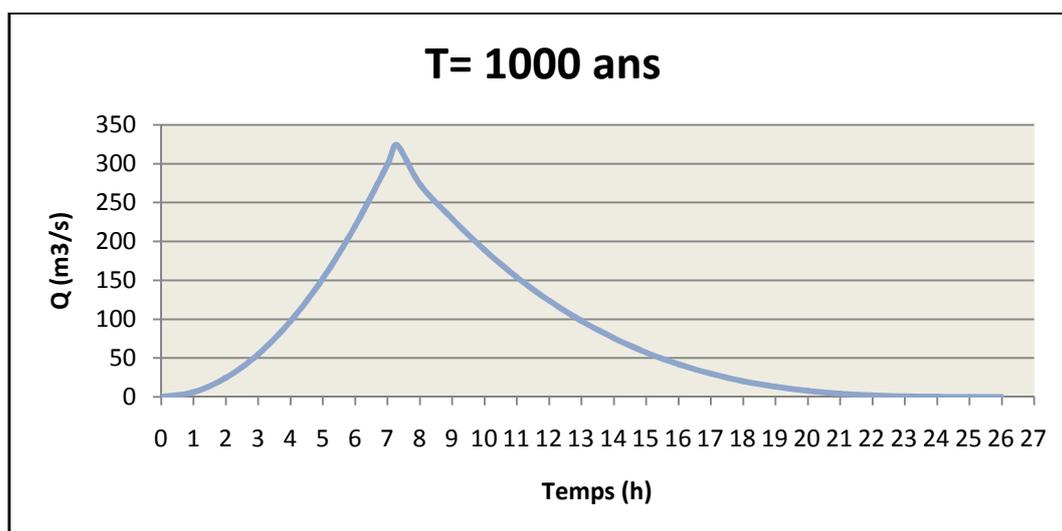


Figure II.24 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans.

II.4.4. Choix de la crue de chantier : [3]

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevés, les crues résultent de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de 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, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribué à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité.

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où: $Q = Q_{\max, 2\%} = 206 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure ci-après représente l'hydrogramme de crue de chantier pour une période de retour de 50 ans.

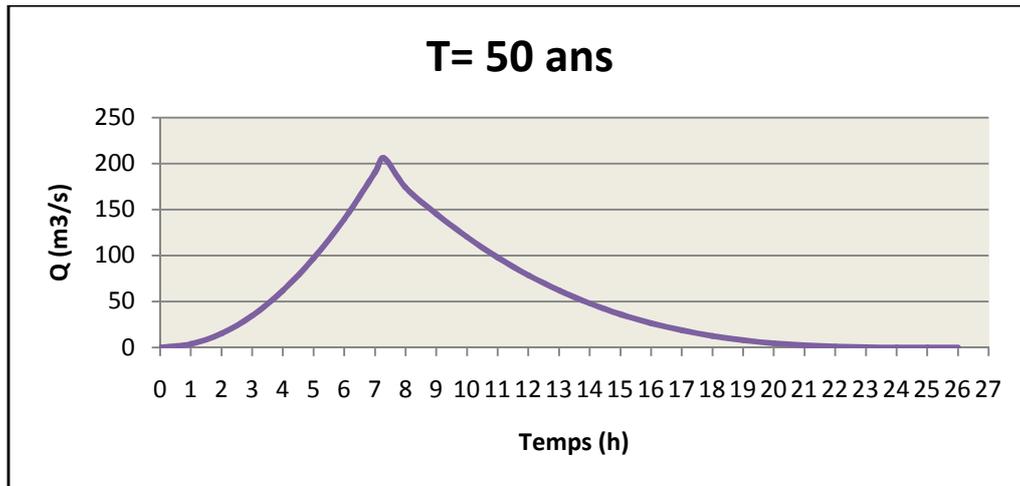


Figure II.25 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.

II.5. Régularisation : [2]

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued Mellah afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible. Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- ✓ La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm³).
- ✓ La répartition mensuelle de la demande en eau.
- ✓ La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.5.1. Répartition mensuelle de l'apport A80% :

La répartition mensuelle de l'apport 80% est déjà déterminée (voir chapitre II.3.3/.3). le tableau ci-après donne la répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Tableau II.38 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
W_{80%} (Hm³)	0.67	0.75	1.00	1.13	1.16	1.06	1.01	0.93	0.79	0.23	0.16	0.19	9.08
W_{80%} (%)	7.5	8.29	10.94	12.39	12.76	11.7	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

II.5.2. Répartition mensuelle de la demande :

La répartition mensuelle des besoins en eau d’irrigation obtenue auprès de l’ANBT est donnée au tableau II.39.

Tableau II.39 :répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
U _{80%} (Hm ³)	0.74	0.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.21	0.74	1.35	1.82	1.63	6.7
U _{80%} (%)	11.0	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	11.0	20.1	27.1	24.4	100

Source :A.N.B.T

II.5.3. Courbes « Hauteure-Capacité-Surface » : [2]

Nous allons tracer la courbe des surfaces submergées S=f(H) et la courbe des volumes d’eau dans la cuvette V=f(H). Les surfaces et les hauteurs sont déterminées à l’aide de la carte topographique qui représente la vue en plan du dite et de la cuvette.

Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \dots\dots\dots (II.49).$$

Avec : $V_1 = \frac{2}{3} S_1 * H_1$

S_n : surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m²).

S_{n-1} : surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} (m²).

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

V_n: Volume d’eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m³).

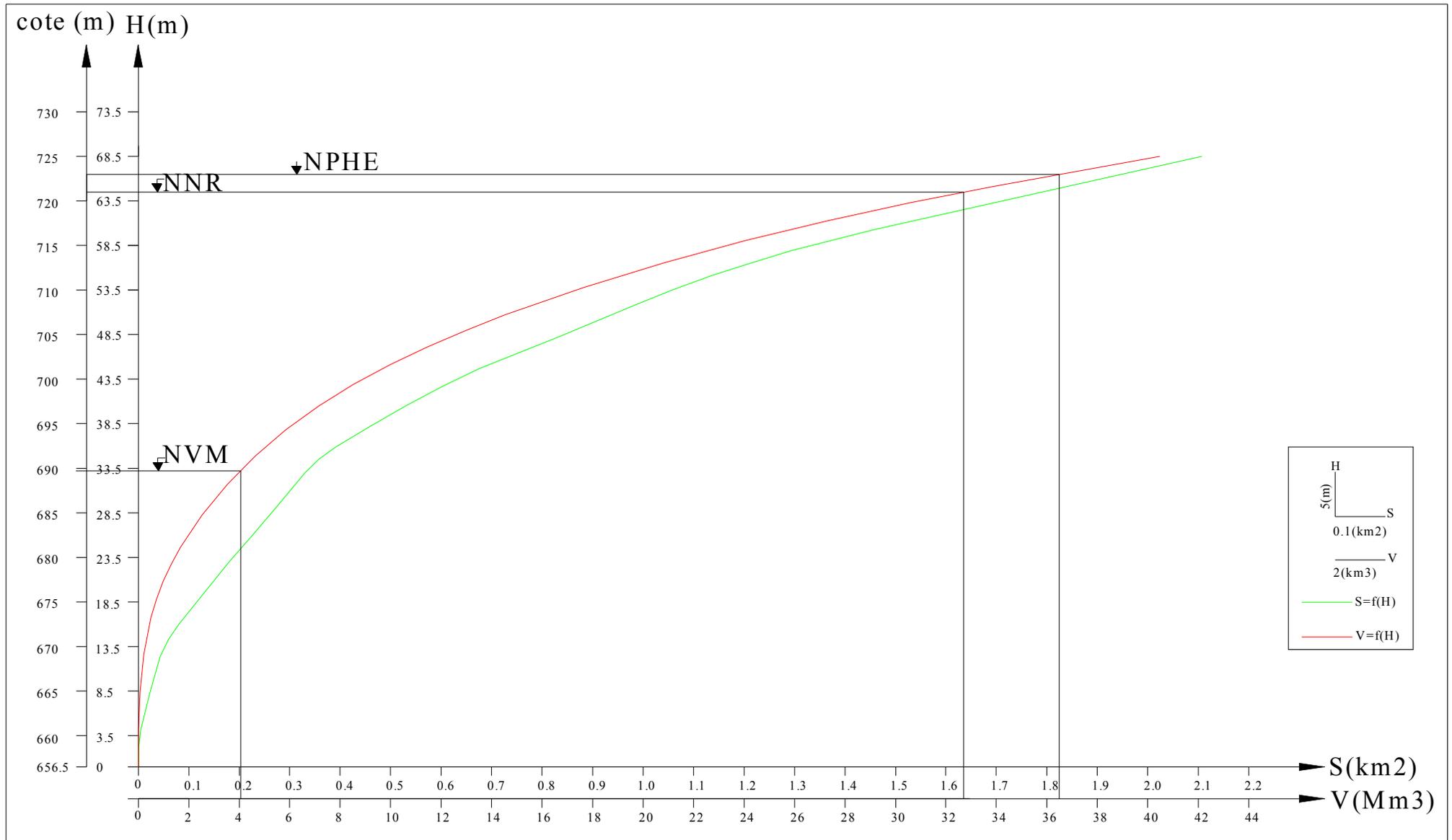
ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m³).

Le tableau suivant donne les résultats de calcul.

Tableau II.40 : Surfaces submergées et les volumes d'eau.

Altitude(m)	Surface (km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	V (Mm ³)
656.5	0,000	0,0015	3.5	0,0035	0
660	0,003	0,0135	5	0,0675	0,0035
665	0,024	0,038	5	0,190	0,071
670	0,052	0,084	5	0,420	0,261
675	0,116	0,152	5	0,760	0,681
680	0,187	0,231	5	1,155	1,441
685	0,275	0,307	5	1,535	2,596
690	0,338	0,403	5	2,015	4,131
695	0,468	0,549	5	2,745	6,146
700	0,630	0,737	5	3,685	8,891
705	0,843	0,950	5	4,750	12,576
710	1,057	1,195	5	5,975	17,326
715	1,332	1,524	5	7,620	23,301
720	1,716	1,912	5	9,56	30,921
725	2,107				40,481

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure suivante.



II.5.4. Calcul du volume utile : [2]

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

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

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

• **Procédé de calcul: [2]**

- ✓ 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 : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

Avec :

- V_{rf} : Volume de remplissage final.
- V_{ri} : Volume de remplissage initial.
- S : Volume excédentaire à évacuer.

II.5.4.1. 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 ou on a la plus grande série des (+). comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.41 : détermination de la période à bonne hydraulicité.

mois	Jan	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
$W_{80\%}$	1.16	1.06	1.01	0.93	0.79	0.23	0.16	0.19	0.67	0.75	1.00	1.13
$U_{80\%}$	0.0	0.0	0.0	0.21	0.74	1.35	1.82	1.63	0.74	0.21	0.0	0.0
$W_{80\%} - U_{80\%}$	+1.16	+1.06	+1.01	+0.72	+0.05	-1.12	-1.66	-1.44	-0.07	+0.54	+1.00	+1.13

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

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

$$\text{Excédent: } S = W_{80\%} - U_{80\%} = 9.08 - 6.7 = 2.38 \text{Hm}^3 \quad \mathbf{S = 2.38 \text{Hm}^3}$$

$$V_s = 6.67 \text{Hm}^3 \text{ et } V_d = 4.29 \text{Hm}^3 ; V_s > V_d \text{ donc la retenue fonctionne à un temps.}$$

$$\text{Alors : } V_u = V_d = 4.29 \text{Hm}^3 \quad \mathbf{V_u = 4.29 \text{Hm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 4.29 + 4.06 = 8.35 \text{Hm}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 8.35 \text{Mm}^3} \quad \mathbf{\text{NNR} = 699 \text{ m NGA.}}$$

II.5.4.3. 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]

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

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}), elle est déterminée sur la courbe $S=f(V)$. Cette courbe est représentée sur la figure II.27.

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

$V_{\text{rf},i}$ 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 :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots(\text{II.51}).$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

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

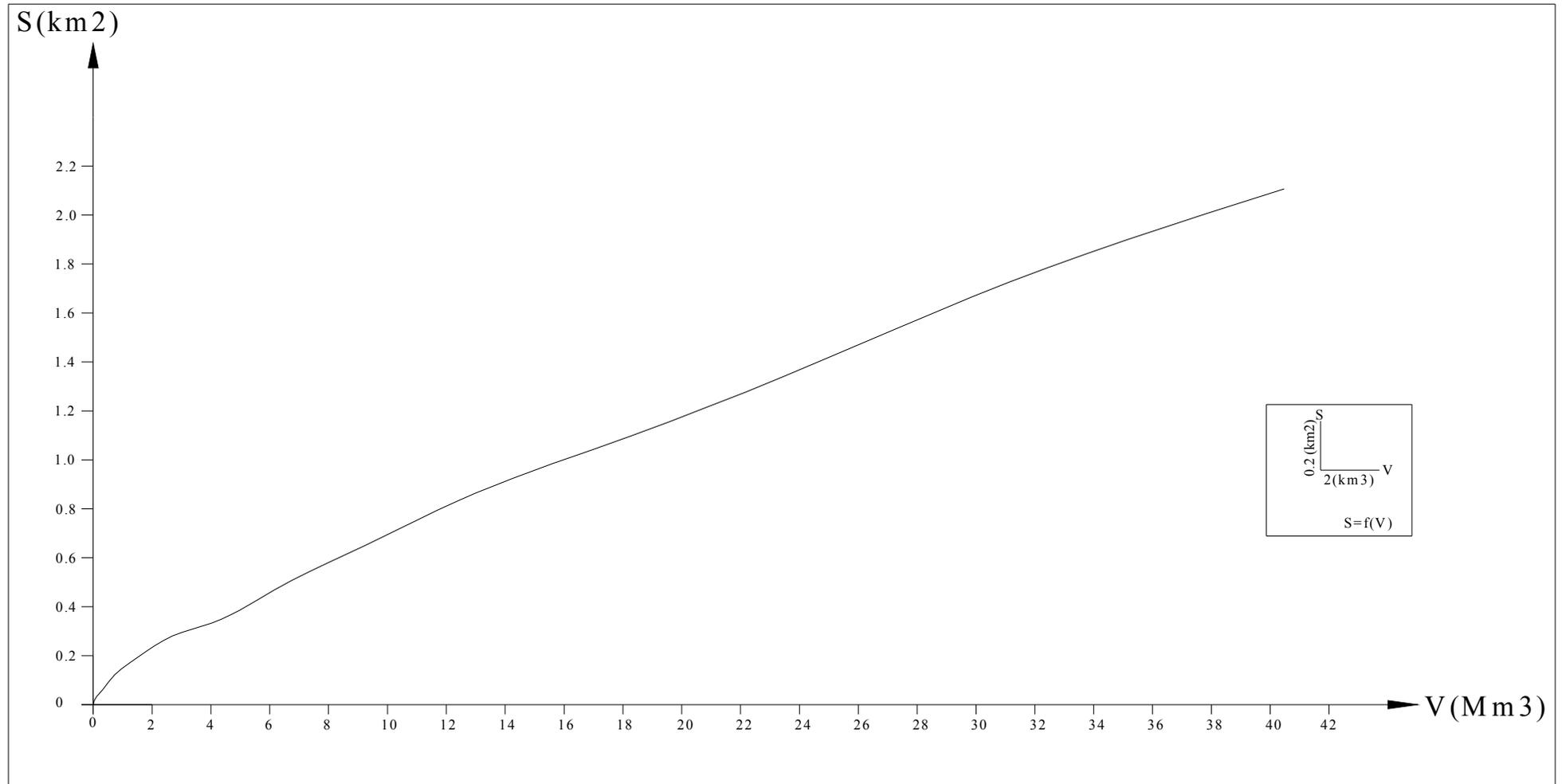


Figure II.27 : courbe volumétrique (S=f(V))

Tableau II.44 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.44 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Mm ²)	Es 10 ⁻³ m	V_{ep} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	$\pi = V_{evap} + V_{inf}$ (Mm ³)
Oct	4,33	0.348	100	0,03480	0,00032	0,035
Nov	5,1	0.394	54	0,02128	0,00038	0,022
Déc	6,165	0.469	35	0,01642	0,00046	0,017
Jan	7,31	0.541	34	0,01839	0,00055	0,019
Fév	8,12	0.587	36	0,02113	0,00061	0,022
Mar	8,35	0.600	69	0,04140	0,00063	0,042
Avr	8,35	0.600	92	0,05520	0,00063	0,056
Mai	8,35	0.600	150	0,09000	0,00063	0,091
Jun	7,79	0.568	195	0,11076	0,00058	0,111
Jul	6,4	0.485	230	0,11155	0,00048	0,112
Aou	4,85	0.378	214	0,08089	0,00036	0,081
Sep	4,095	0.336	142	0,04771	0,00031	0,048

Les résultats de la régularisation saisonnière avec pertes sont dans le tableau ci-après.

Tableau II.45 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	π (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} + π) (Mm ³)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	0.75	0.21	0.035	0.505	4.565	4.06			4.06	
Nov	1.00	0.00	0.022	0.978	4.565	4.565		3.555	4.06	0.505
Déc	1.13	0.00	0.017	1.113	5.543	5.543		3.082	4.06	0.978
Jan	1.16	0.00	0.019	1.141	6.656	6.656		3.819	4.06	0.242
Fév	1.06	0.00	0.022	1.038	7.797	7.797		4.932	4.932	
Mar	1.01	0.00	0.042	0.968	8.835	8.743	0.093	6.073	6.073	
Avr	0.93	0.21	0.056	0.664	9.711	8.743	0.968	7.111	7.111	
Mai	0.79	0.74	0.091	-0.041	9.407	8.743	0.664	8.079	8.079	
Jun	0.23	1.35	0.111	-1.231	8.702	8.702		8.743	8.743	
Juil	0.16	1.82	0.112	-1.772	7.471	7.471		8.702	8.702	
Aou	0.19	1.63	0.081	-1.521	5.699	5.699		7.471	7.471	
Sep	0.67	0.74	0.048	-0.118	4.178	4.178		5.699	5.699	
					4.06	4.06		4.178	4.178	
							1.725	4.06	4.06	1.725

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

Excédent: $S' = W_{80\%} - U_{80\%} - \Pi = 9.08 - 6.7 - 0.655 = 1.725 \text{ Hm}^3$ $S' = 1.725 \text{ Hm}^3$

$V_s = 6.407 \text{ Hm}^3$ et $V_d = 4.683 \text{ Hm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un temps.

Alors : $V'_u = V_d = 4.683 \text{ Hm}^3$ $V'_u = 4.683 \text{ Hm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V'_u + V_m = 4.683 + 4.06 = 8.743 \text{ Hm}^3$$

$V'_{\text{NNR}} = 8.743 \text{ Mm}^3$ **NNR = 699.75 m NGA.**

C- Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $(2\% < \epsilon < 5\%)$

Si cette condition $(2\% < \epsilon < 5\%)$ n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

On a: $\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100 \dots\dots\dots (II.52).$

AN: $\zeta = \frac{8.743 - 8.35}{8.743} * 100 = 4.4$ $\zeta = 4.4 < 5\%$ donc la condition est vérifiée.

Donc on prend : $V_u = 4.683 \text{ Mm}^3$

$V_{\text{NNR}} = 8.743 \text{ Mm}^3$

II.5.4.4. Régularisation Interannuelle : [2]

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: [2]

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 α .

On a : $V_{u_{\text{int}}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_0 = V_s + V_{\text{int}}$ (II.53).

Avec :

W_0 : apport moyen interannuel.

β_s : composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composante pluri-annuelle du volume utile.

✓ **La composante saisonnière β_s est égale : [2]**

$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}})$ (II.54).

$T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12}$ (II.55).

Avec : α : coefficient de régularisation.

$T_{\text{ét}}$: période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{\text{ét}}$: nombre de mois ou Q_i est inférieur à Q_0 .

$W_{\text{ét}} = \frac{\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}}$ (II.56).

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

$\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_m$: 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 : [2]**

$$\beta_{\text{plur}} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n] \dots\dots\dots (II.57).$$

Avec : α : 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

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

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

AN :

✓ **Pour la composante saisonnière : [2]**

Tableau II.46 : Détermination de la période d'étiage.

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
$W_{80\%}$	1.72	1.57	1.50	1.38	1.17	0.34	0.23	0.28	1.00	1.12	1.47	1.67

Sachant que $W_{\text{moy}} = 1.13 \text{ Mm}^3/\text{mois}$.

Donc : la période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois octobre.

Alors : $N_{\text{ét}} = 5$ d'où : $T_{\text{ét}} = \frac{5}{12} = 0.42$

$T_{\text{ét}} = 0.42$

$$W_{\text{ét}} = \frac{2.97}{13.45} = 0.22$$

$W_{\text{ét}} = 0.22$

Pour un coefficient de régularisation $\alpha = 0.9$ on aura :

$$\beta_s = 0.9(0.42 - 0.22) = 0.18$$

$\beta_s = 0.18$

$$V_s = 0.18 * 13.45 = 2.421 \text{ Mm}^3$$

$V_s = 2.421 \text{ M m}^3$

✓ Pour la composante pluri-annuelle : [2]

D'après le tableau de calcul dans l'ANNEXE II .on trouve : $\beta_{plur}=1.96$

$V_{plur} = \beta_{plur} * W_0 = 1.96 * 13.45 = 26.362 Mm^3$ $V_{plur} = 26.362 Mm^3$

Donc : $V_{u_{int}} = 2.421 + 26.362 = 28.378 Mm^3$ $V_{u_{int}} = 28.378 Mm^3$

$V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}} = 4.06 + 28.378 = 32.84 Mm^3$ $V_{NNR} = 32.84 Mm^3$

NNR=721 m NGA

b) Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaidzé : [2]

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_{u_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur}) W_0 \dots\dots\dots (II.58).$$

- Avec: β_s : composante saisonnière.
- β_{plur} : composante interannuel.
- W_0 : l'apport moyen interannuel.

La composante saisonnière est calculée de la même manière que dans le paragraphe II.5.4.3. (Voir tableau II.45). On a trouvé $V_s = 4.683 Mm^3$

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaidzé, cette composante β_{plur} est fonction de : (P%, α Cv, Cs, r).

- α : 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 II.47 : tableau de Radkovitch $r = f(\text{module spécifique})$.

Module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20-10	10-4	4-1	≤ 1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Pour notre cas : $M_0 = 2.423$ l/s.km² on est dans la troisième catégorie (4 – 1) donc : **r = 0.4**

- P=80%
- $\alpha=0,9$
- Cv =0,365
- Cs=0,53

On utilise les graphiques de Miloslovski pour la détermination de β_{plur}

$$\beta_{\text{plur}} = 1,8$$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} * W_0 = 1,8 * 13.45 = 24.21 \text{ Mm}^3 \quad V_{\text{plur}} = \mathbf{24.21 \text{ Mm}^3}$$

$$\text{Donc : } V_{\text{u}_{\text{int}}} = 4.683 + 24.21 = 28.893 \text{ Mm}^3 \quad V_{\text{u}_{\text{int}}} = \mathbf{28.893 \text{ Mm}^3}$$

$$V_{\text{NNR}} = V_{\text{m}^+} + V_{\text{u}_{\text{int}}} = 4.06 + 28.893 = 32.953 \text{ Mm}^3 \quad V_{\text{NNR}} = \mathbf{32.953 \text{ Mm}^3}$$

$$\mathbf{NNR = 721 \text{ m NGA}}$$

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-Svaizé :

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 32.953 \text{ Mm}^3}$$

II.6. 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 à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

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

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit 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:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.59)$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est : $Q - q = S \cdot dh/dt$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

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

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

II.6.1. 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.

II.6.1.1. Estimation du débit de crue laminée : [2]

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85 Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots (II.60).$$

Avec :

- V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.
- V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ (m^3).
- $Q_{\%}$: le débit de la crue (m^3/s).
- q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (II.61).$$

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.

II.6.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir : [2]

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

$$q = m * b * \sqrt{2g} * H^{3/2} \dots\dots\dots (II.62).$$

Avec :

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

g : l'accélération de pesanteur; ($g = 9,81 m^2/s$).

b : la largeur de déversoir (m).

H : la charge sur le déversoir.

On a aussi : $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ (II.63).

Avec : H₀: charge globale.

V₀: 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 : la 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 (20à 90 m).

Tableau II.48 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine :

données	Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse m ² /s	V _d (m ³)
g	9,81	20	15,34	5	0,51	667000
α	1	30	65,10	15	1,09	1627000
2*g	19,62	40	159,46	30	1,59	2611000
(2.g) ^{0,5}	4,429	50	306,88	50	2,05	3955000
Q _{1%}	324	60	514,66	75	2,45	4579000
W _{1%}	14859936	70	789,30	105	2,82	5559000
m=	0,49	80	1136,72	140	3,16	6543000
		90	1562,40	180	3,47	7527000

Tableau II.49 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur totale			debit m3/s					
		20	30	40	50	60	70	80	90	
0,5	0,51	0,51	15,96	23,94	31,92	39,91	47,89	55,87	63,85	71,83
1,0	1,09	1,06	47,36	71,05	94,73	118,41	142,09	165,77	189,46	213,14
1,5	1,59	1,63	90,28	135,43	180,57	225,71	270,85	316,00	361,14	406,28
2,0	2,05	2,21	142,91	214,36	285,82	357,27	428,73	500,18	571,64	643,09
2,5	2,45	2,81	204,01	306,01	408,02	510,02	612,03	714,03	816,04	918,04
3,0	2,82	3,41	272,69	409,03	545,38	681,72	818,07	954,41	1090,75	1 227,10
3,5	3,16	4,01	348,26	522,39	696,53	870,66	1044,79	1218,92	1393,05	1567,18
4,0	3,47	4,61	430,19	645,29	860,39	1075,49	1290,58	1505,68	1720,78	1935,87

Tableau II.50 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

hauteur m	V_d Mm ³	q_{lam} m ³ /s	Débit (m ³ /s)							
			20	30	40	50	60	70	80	90
0,5	667000	263,04	15,96	23,94	31,92	39,91	47,89	55,87	63,85	71,83
1,0	1627000	245,25	47,36	71,05	94,73	118,41	142,09	165,77	189,46	213,14
1,5	2611000	227,01	90,28	135,43	180,57	225,71	270,85	316,00	361,14	406,28
2,0	3955000	202,10	142,91	214,36	285,82	357,27	428,73	500,18	571,64	643,09
2,5	4579000	190,54	204,01	306,01	408,02	510,02	612,03	714,03	816,04	918,04
3,0	5559000	172,37	272,69	409,03	545,38	681,72	818,07	954,41	1090,75	1227,10
3,5	6543000	154,14	348,26	522,39	696,53	870,66	1044,79	1218,92	1393,05	1567,18
4,0	7527000	135,90	430,19	645,29	860,39	1075,49	1290,58	1505,68	1720,78	1935,87

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 II.28 et II.29.

D'après le tableau II.49, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure II.28. La courbe $H=f(q,Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A partir du tableau II.50, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir parceque c'est la courbe $V=f(q,Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir Figure II.29).

Les résultats de l'étude du laminage des crues centennales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.51 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m ³ /s)
20	2.4	192,31
30	2.0	211,54
40	1.7	221,15
50	1.5	230,77
60	1.3	240,38
70	1.2	245,10
80	1.15	250,35
90	1.10	255,20

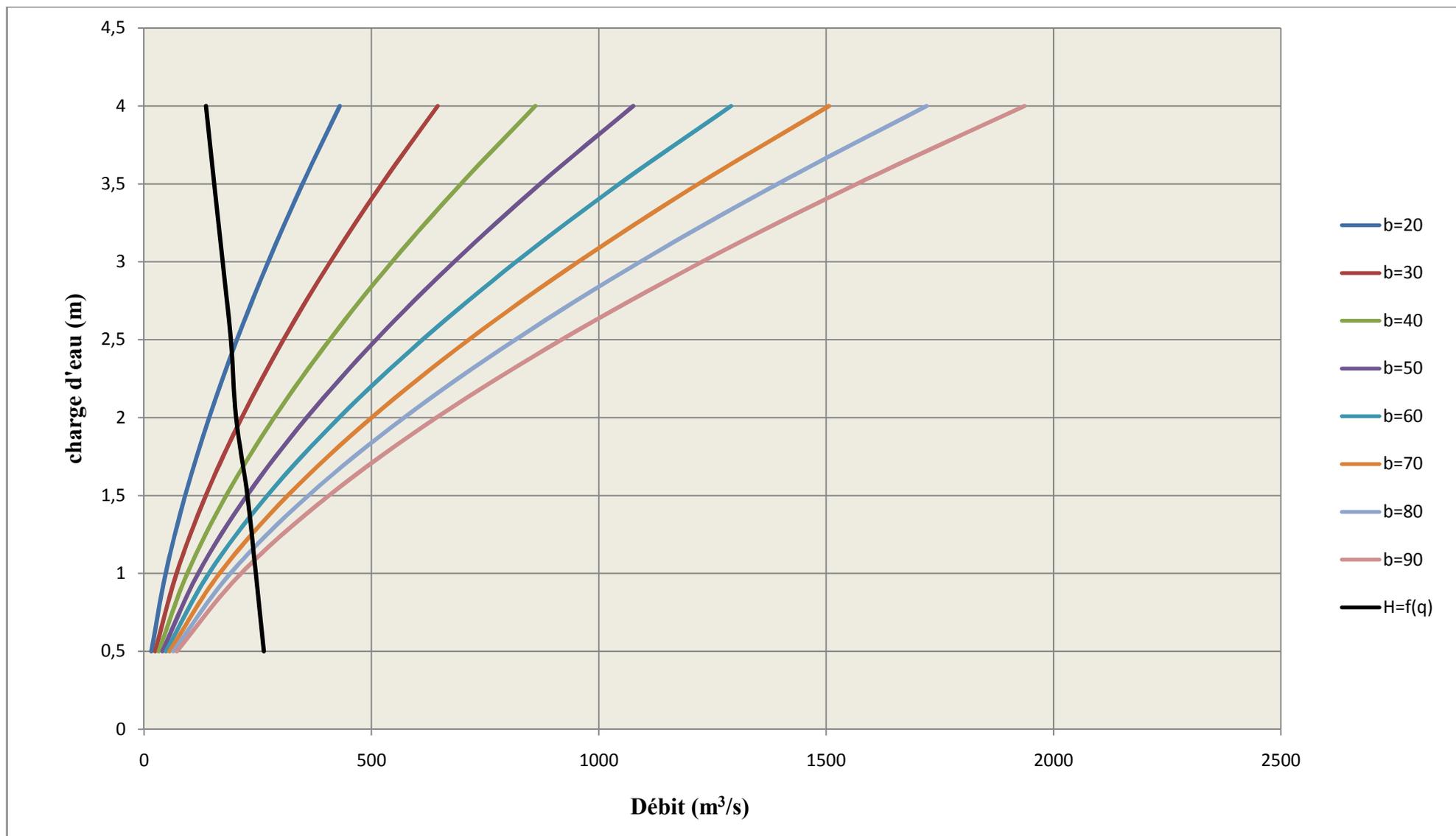


Figure II.28 : Courbes H= f(Q,q)

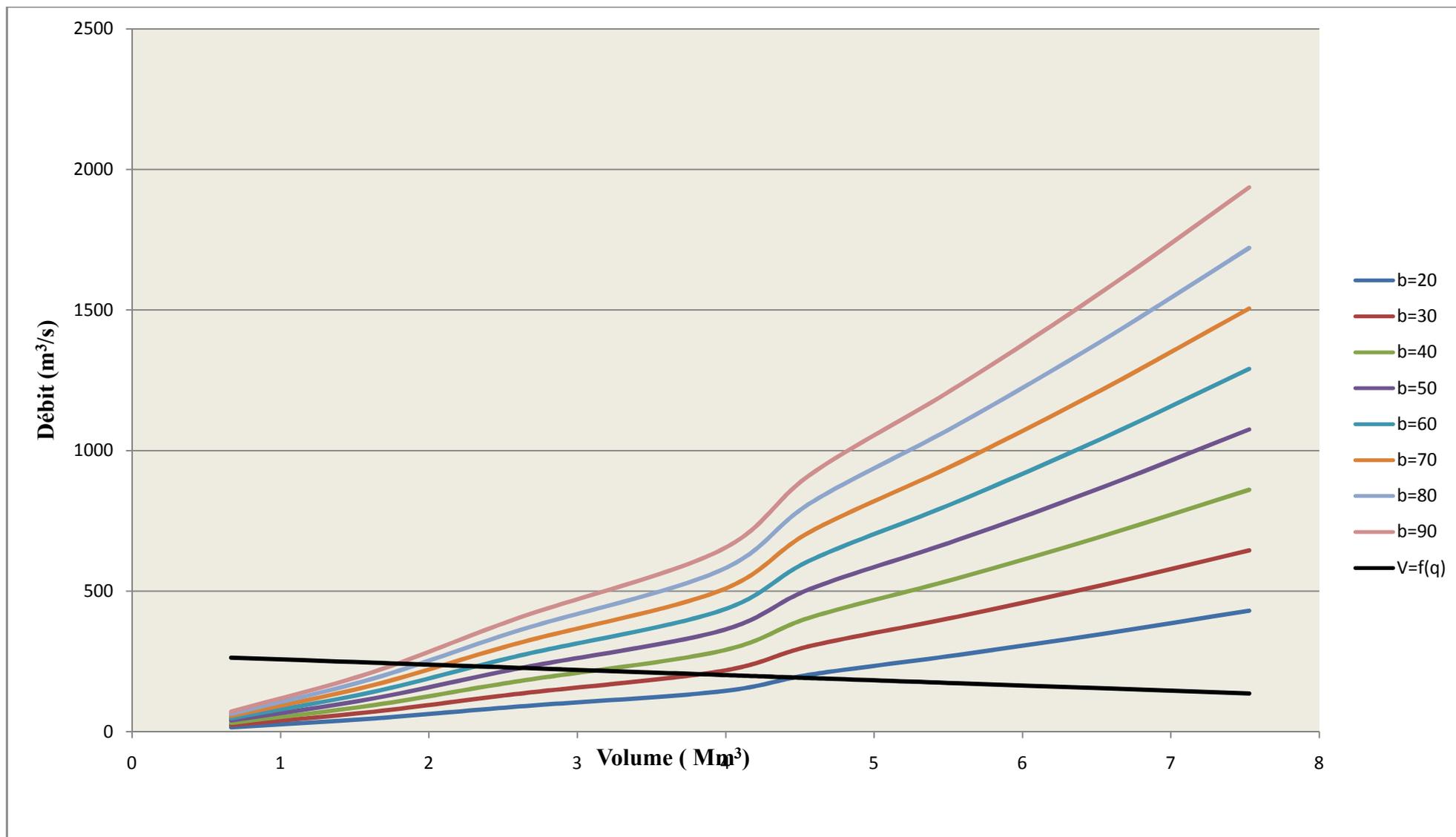


Figure II.29 : courbes $V_d=f(Q, q)$.

- **Remarque :**

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, ainsi que le remblai et le béton avec leur devis estimatif. Pour cela on utilise les résultats de la méthode de Kotcherine.

II.6.2. Calcule de la hauteur de barrage :

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

Cote crête = PHE + R_v + a - C_f ou:

PHE : niveau de plus hautes eaux.

R_v : hauteur de montée de la vague ou revanche.

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive). Dans le cas des petits barrages

Entre 0,40 et 0,60 m.

C_f : cote de fond.

II.6.2.1. Calcul de la revanche : [3]

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 :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.64).$$

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 : [3]

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.65).$$

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 : [3]

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.66).$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U = 23 Km/h.

c) Formule de Mallet-paquant : [3]

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(\text{II.67}).$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II.68}).$$

Tableau II.52: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.47	4.44	2.11
Molitor	0.66	2.82	0.90
Mallet-paquant	1.08	3.66	1.49
Simplifiée	*	*	1.53

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2.5m**
Hb=69,5m D'où : Cote crête= 726 m N.G.A

II.6.2.2. calcul de largeur en crête : [3]

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) **Formule de KNAPEN :** $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II.69}).$

b) **Formule de F-PREECE :** $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{II.70}).$

c) **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{II.71}).$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots(\text{II.72}).$$

On admet une valeur de $t = 0,5\text{m}$ pour le tassement du barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau II.53 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

b (m)	h (m)	q (m ³ /s)	H _b (m)	b _{cr} (Knappen)	b _{cr} (Preece)	b _{cr} (simplifiée)	b _{cr} (moyenne)
20	2.45	115.03	69.95	13,80	10,20	11,83	11,94
30	2.00	126.18	69.5	13,76	10,17	11,80	11,91
40	1.74	138.03	69.24	13,73	10,15	11,78	11,89
50	1.57	147.13	69.07	13,71	10,14	11,77	11,88
60	1.43	153.72	68.93	13,70	10,13	11,76	11,86
70	1.31	157.97	68.81	13,69	10,12	11,75	11,85
80	1.22	161.12	68.72	13,68	10,12	11,75	11,85
90	1.14	163.74	68.64	13,67	10,11	11,74	11,84

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr}=12m**

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues.

Tableau II.54 : caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	4.06
Volume utile saisonnier	Mm ³	4.68
Volume utile interannuel	Mm ³	28.89
Volume au NNR	Mm ³	32.95
Cote du fond	m NGA	656.5
Cote NVM	m NGA	689.7
Cote NNR	m NGA	721
Cote NPHE	m NGA	723
Cote en crête	m NGA	726
Largeur en crête	m	12
Charge déversée	m	2

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 hydromorphométriques 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 faite par le bureau d'étude Suisses NINHAM SHAND, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- ✓ l'avis du concepteur.
- ✓ La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- ✓ l'étendue 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.

CHAPITRE III

Dérivation

Provisoire

Introduction

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier dans notre cas il n'y a pas de batardeau aval.

III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire

- **Galleries :**

Les galeries sont généralement réservées aux vallées rocheuses étroites, elles présentent l'avantage d'éviter des interférences avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduites :**

Une conduite sous remblais peut être préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité et si la vallée est suffisamment large pour installer une conduite en béton armé. Dans le cas de conduites plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton-fondation car les risques de formation de chemins préférentiels d'écoulement de l'eau sont élevés.

Les galeries et les conduites de dérivation provisoire sont souvent utilisées, en totalité ou en partie comme ouvrages définitifs, par exemple pour construire des vidanges de fond.

- **Canaux :**

La dérivation provisoire de la rivière au moyen d'un canal est généralement adoptée dans les vallées larges où le débit dérivé serait trop important pour être évacué d'une façon économique par des galeries ou des conduites.

III.2. choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation,

En Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre (10-50) ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage,

nous optons pour la crue (de probabilité 2%). le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

III.3. Succussion des travaux

1ère étape : Construction d'un canal et un pré-batardeau pour entamer les travaux dans la galerie ;

2ème étape : dans cette étape on fait construire un pré-batardeau pour acheminer les eaux vers le canal

3ème étape : on commence la construction de la galerie;

4ème étape : construction du batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et pour amortir les crues;

5ème étape : enlèvement du pré- batardeau construit dans la 2ème étape et la mise en eau.

III.4. Calcul du canal de dérivation :

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions, ce canal doit conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges. Il doit également avoir la capacité d'évacuation de la crue du projet.

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m_1=m_2=2,5$

la surface économique « Se » du profil en travers du canal correspond une vitesse moyenne d'écoulement : $V_a = Q/Se$.

Dans le cas des canaux a écoulement libre tels que ceux de la dérivation provisoire, la vitesse peut atteindre 10 m/s.

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal est inférieure à la vitesse critique pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage.

On prend $V=8\text{m/s}<10\text{ m/s}$ la vitesse admissible,

➤ **Calcul de débit :**

$Q_{2\%} = 206 \text{ m}^3/\text{s}$

D'OU: $S = 25,75 \text{ m}^2/\text{s}$

Nous prenons ensuite une série de valeurs de largeur (bi) et des hauteurs (hi) et nous calculons les débits,

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(III.1)$$

Où:

Q: Débit transité, $Q=206 \text{ m}^3/\text{s}$;

S : Section mouillée du canal (m^2);

C : Coefficient du CHEZY $C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots(III.2)$

n: Coefficient de rugosité, $n= 0,022$;

R: Rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} \dots\dots\dots(III.3)$

P: Périmètre mouillé;

i : Pente du canal : $i= 0,002$

Avec:

$S=(b+mh)*h \dots\dots\dots(III-4)$

$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots(III-5)$

m: Pente des talus, $m=2,5$

b: Largeur du canal (m);

h: Tirant d'eau dans le canal, (m)

Tableau III.01: Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs

b_i	h_i	pm	sm	R	C	Q
20	0	20,00	0,00	0,00	0	0
20	0,5	22,69	10,63	0,47	40,05528	41,18612
20	1	25,38	22,50	0,89	44,55117	133,4757
20	1,1	25,92	25,03	0,97	45,1897	157,1502
20	1,2	26,46	27,60	1,04	45,77638	182,498
20	1,25	26,73	28,91	1,08	46,05283	195,7943
20	1,3	26,99	30,23	1,12	46,31914	209,5035
20	1,27	26,83	29,43	1,10	46,16	201,23
20	1,29	26,94	29,96	1,11	46,27	206,73

Donc : $b=20\text{m}$ et $h_{ca}=h+R$

Où:

h_{ca} : Hauteur du canal;

h : Tirant d'eau dans le canal, (m);

R : Revanche, $R=0,75\text{m}$.

D'où: $h_{ca}=1,29 + 0,75 = 2 \text{ m}$.

Calcul de la hauteur de pré-batardeau

La hauteur de pré-batardeau égal a $h+R_v$

R_v : hauteur de montée de la vague ou revanche.

$R_v= 2,5\text{m}$

$H_{p\text{-bat}}=4,5 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur critique :**

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots (III-6)$$

avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \dots\dots\dots (III-7)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{2Km}{b} \dots\dots\dots (III-8)$$

$$K = 2,21m$$

$$\sigma_{cr} = 0,55$$

Donc $h_{cr} = 1,88 m$

➤ **La pente critique :**

Nombre de Froude : $F = \frac{Q^2 * b}{g * s^3} = 1$

$$I_{cr} = \frac{g * S}{R * C^2 * b} \dots\dots\dots (III-9)$$

Avec : $R = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$

$$S_{cr} = (b + m h_{cr}) h_{cr} = 46,44 m^2$$

$$P_{cr} = b + 2h \sqrt{1 + m^2} = 30,12m$$

$$R_{cr} = 1,54 m \quad C = 48,85$$

$$I_{cr} = 0.006 .$$

III.5. Galerie de dérivation

III.5.1. Conception de l'Ouvrage

Pendant la construction du Barrage la réalisation d'un ouvrage pour la dérivation des eaux de l'oued Mellah est prévue. L'ouvrage de dérivation provisoire constitué par une galerie en béton armé à section constante.

La galerie de dérivation a été dimensionnée pour garantir l'écoulement de la crue avec temps de retour $T = 50$ ans (débit de pointe $206 \text{ m}^3/\text{s}$).

Une fois les travaux de construction du Barrage avancés, la vidange de fond et prise d'eau installés dans le canal.

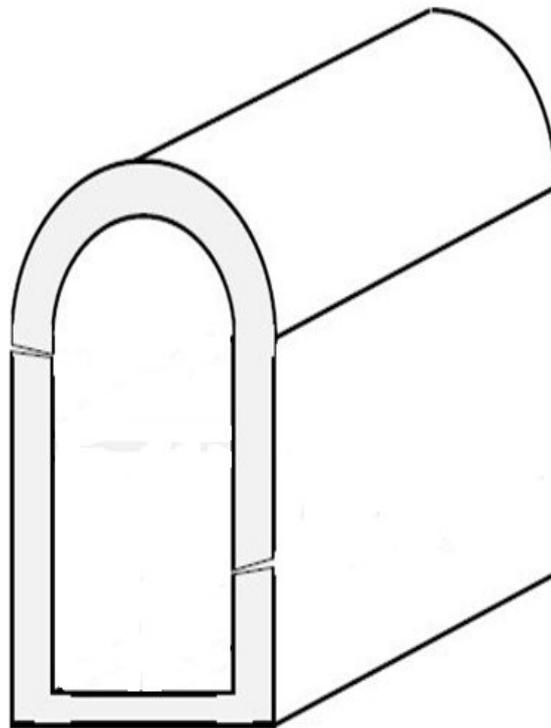


Figure III. 01: schéma de la galerie de dérivation

III.5.2. Calcul de section de la galerie de dérivation

III.5.2.1. Notion de la section avantageuse: [4]

Pour avoir un débit maximum (section ; pente, rugosité) ; sont des constant il faut que le périmètre mouillé devienne minimum donc rayon hydraulique maximum (—=0)

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = \text{---} + h(2\sqrt{1 + m^2} - \text{---})$$

$$(\text{---}=0) \text{ D'où } b/h = 2(\sqrt{1 + m^2} - \text{---})$$

Pour m=0 on trouve que b=2h

Selon la formule (III-1) $S = \frac{b \cdot h}{\sqrt{1 + m^2}}$

$$S = b \cdot h = 2 h^2$$

$$R = H/2$$

III.5.2.2 Laminage de crues de chantier : [3]

Pour le laminage de crue de chantier on utilise la méthode de kotcherine

Le volume stocké est exprime selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85 Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots (III.10).$$

Avec :

V_F : le volume force détermine par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au Q_% (m³).

Q_% : le débit de la crue (m³/s).

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (III.11).$$

$$Q_{\%} = 206 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_c = 9,44 \text{ Mm}^3$$

Tableau III. 02 : tableau qui donne le débit laminé et le débit sorte en fonction de (h)

hauteur	V_d	q_{lam}	Débit (m ³ /s)							
			B=6	B=8	B=10	B=12	B=14	B=16	B=18	B=20
m	Mm ³	s ³ /m								
2,5	1.08	155,06	51,80	69,07	86,33	133,37	120,87	138,13	155,40	172,67
3	1.27	151,54	65,06	86,75	108,43	168,15	151,81	173,49	195,18	216,86
3,5	1.46	148,09	78,88	105,18	131,47	204,53	184,06	210,36	236,65	262,95
4	1.63	144,86	93,21	124,29	155,36	242,36	217,50	248,57	279,64	310,71
4,5	1.8	141,71	108,00	144,00	180,00	281,50	252,00	288,00	324,00	360,00
5	1.97	138,55	123,20	164,27	205,34	321,83	287,47	328,54	369,61	410,68
5,5	2.14	135,4	138,79	185,05	231,32	363,27	323,85	370,11	416,37	462,64
6	2.3	132,43	154,74	206,32	257,90	405,74	361,06	412,63	464,21	515,79
6,5	2.47	130	171,02	228,03	285,04	449,18	399,05	456,06	513,06	570,07
7	2.64	126,13	187,62	250,16	312,70	493,54	437,78	500,32	562,86	625,40
7,5	2.8	123,16	204,52	272,69	340,87	538,77	477,21	545,39	613,56	681,73
8	2.98	119,82	221,70	295,60	369,50	584,82	517,31	591,21	665,11	739,01
8,5	3.15	116,67	239,16	318,88	398,59	631,66	558,03	637,75	717,47	797,19
9	3.33	113,33	256,87	342,49	428,11	679,25	599,36	684,98	770,61	856,23
9,5	3.51	109,99	274,83	366,44	458,05	727,56	641,27	732,88	824,49	916,10
10	3.71	106,28	293,03	390,70	488,38	776,57	683,73	781,41	879,08	976,76

Figure III. 02: le débit laminé et le débit sortant de la galerie en fonction de (h)

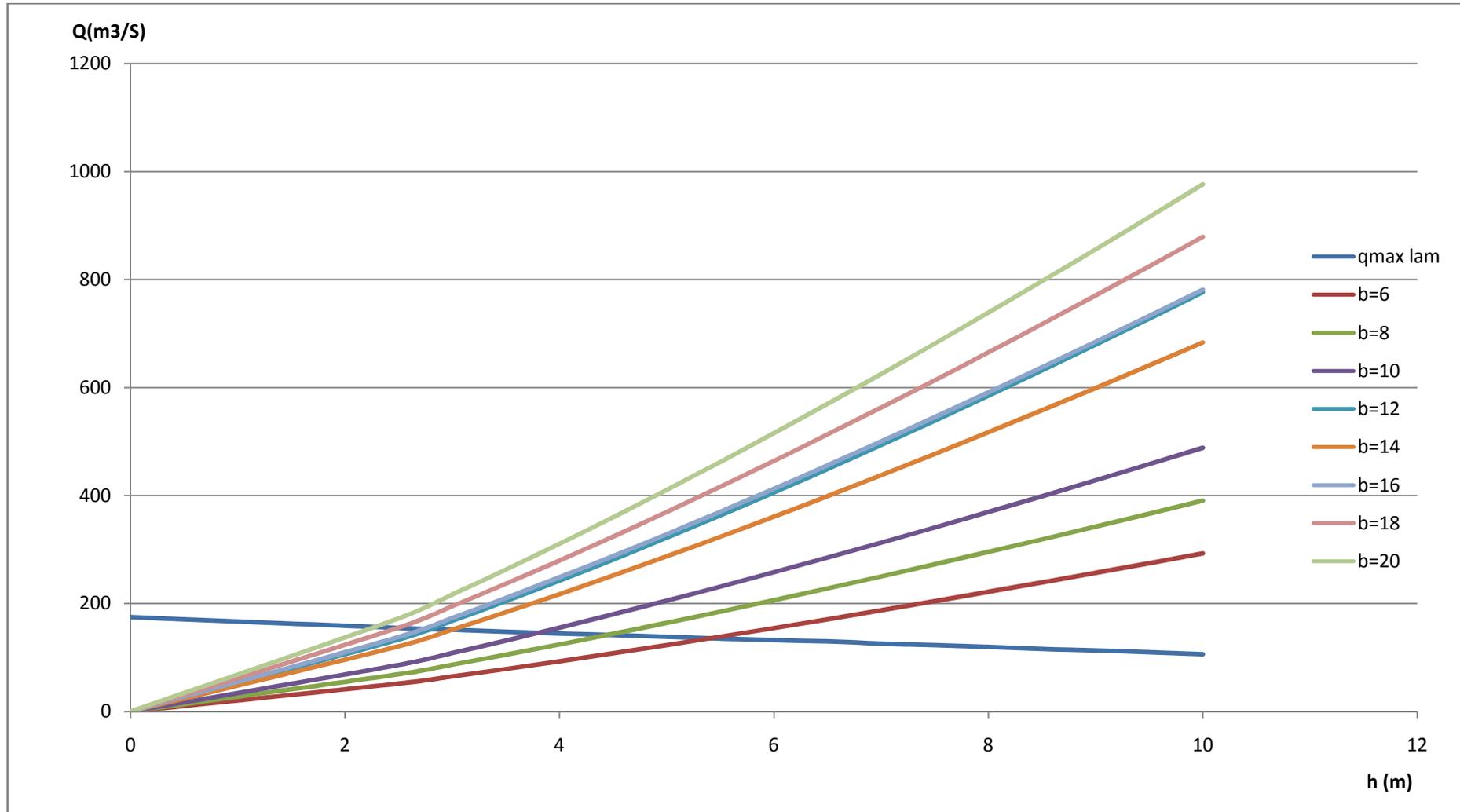


Tableau III.03 : Tableau qui résumé les résultats de la figure III-2

b(m)	6	8	10	12	14	16	18	20
H(m)	5,5	4,28	3,9	3,06	2,9	2,8	2,6	2,55
S(m ²)	33	33,44	39	36,72	40,6	44,8	46,8	51
q(m ³ /s)	136,15	143,2	148,82	154,7	156,33	156,7	157,2	158,4

- **Commentaire :**

En prendre b=8m et h=4,28 m car ils sont très proche de la section avantageuse qui supporte un débit maximum

- **Vérification :**

Q: Débit transité,

S : Section mouillée de la galerie (m²);

C : Coefficient du CHEZY, $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

n: Coefficient de rugosité, n= 0,015 (béton armé);

P: Périmètre mouillé;

I : Pente de la galerie I=0,0024.R: Rayon hydraulique, $R = \frac{S}{P}$

A.N : S = 33,44 m² , P = 16,56 m , R = 2,02 m , C = 74,95

D'ou : Q = 174,5 m³/S

vérifier (car il est supérieur a ce lui de KOTCHERINE)

III.5.2.3. La hauteur de la galerie de dérivation provisoire :

Hd=h+Rv

Hd : hauteur de la galerie de dérivation provisoire

h : tirant d'eau dans la galerie

Rv : revanche (0.5m)

Hd=5 m

III.6. Dimensionnement hydraulique :

La dérivation provisoire comprend les éléments suivants :

- Canal d’amené
- Une galerie de section rectangulaire avec une clef de voute en dessus.
- Un dissipateur d’énergie.
- Un canal de restitution.

III.6.1. Canal d’amenée :

Le canal d’amenée a pour but de canaliser les eaux vers la galerie en garantissant un écoulement fluvial

La vitesse d’approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{q}{S_{can}} \dots\dots\dots (III-12)$$

Q : Débit max laminé [m3/s].

Scan : Section du canal en [m2] et Scan = b*h

h : Tirant d’eau

bc : la largeur de canal (en prendre une largeur supérieure a celle de galerie)

bc=11m

•**Tableau III.04 :** Tableau qui résumé les résultats de calcul du Tirant d’eau

b	h	S	P	R	C	Q
11	2	41	15	2,73	78,83	261,77
11	0,5	10,25	12	0,85	64,94	30,14
11	1,5	16,5	14,5	1,14	68,12	58,74
11	2	22	15	1,47	71,06	92,75
11	2,65	29,15	16,3	1,79	75,22	174,63

h_c = 2,65 m

V= 174,63/29,15 = 5,99 m/s

III.6.1.1. La hauteur des murs de canal d’amené

hm=h+Rv

hm : La hauteur des murs de canal d’amenée

h : Tirant d’eau (2,65 m)

Rv : revanche (0.5m)

hm=3,0m

III.6.2. La galerie :

La galerie doit être rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime d'écoulement soit fluvial La longueur de la galerie est égale à 408 m Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "yc" et la pente critique. on calculera la profondeur critique "yc" et la pente critique. Pour vérifier les conditions d'écoulement

III.6.2.1. La Profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^3}} \dots\dots\dots(III.13).$$

Q : débit de projet lamine (Q = 174,5m3/s);

b : la largeur de galerie (b=8 m).

yc =3.65m

III.6.2.2. Pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de CHEZY

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2Y_c)^{1/2}}{C \cdot Y_c^{3/2}} \right]^2 \dots\dots\dots(III.14).$$

I_{cr} : Pente critique de la galerie.

Q: Débit max laminé, Q=174,5m3/s;

Y_c : profondeur critique (3,65m);

b : la largeur de galerie (8m)

C : Coefficient du CHEZY,

n: Coefficient de rugosité, n= 0,015(béton armé);

r: Rayon hydraulique,

P: Périmètre mouillé;

S : section mouillé

I_{cr} =0.35% > 0.24%, donc la condition de l'écoulement fluvial est vérifiée

III.6.2.3. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie

Pour le calcul du tirant d'eau à la partie aval de la galerie on utilise le logiciel canal 21 :

Le logiciel canal 21 est déterminé la ligne d'eau

Les données pour le calcul :

$$Q = 174,5 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$L = 408 \text{ m}$$

$$I = 0,0024$$

La figure suivante représente la ligne d'eau de la galerie :

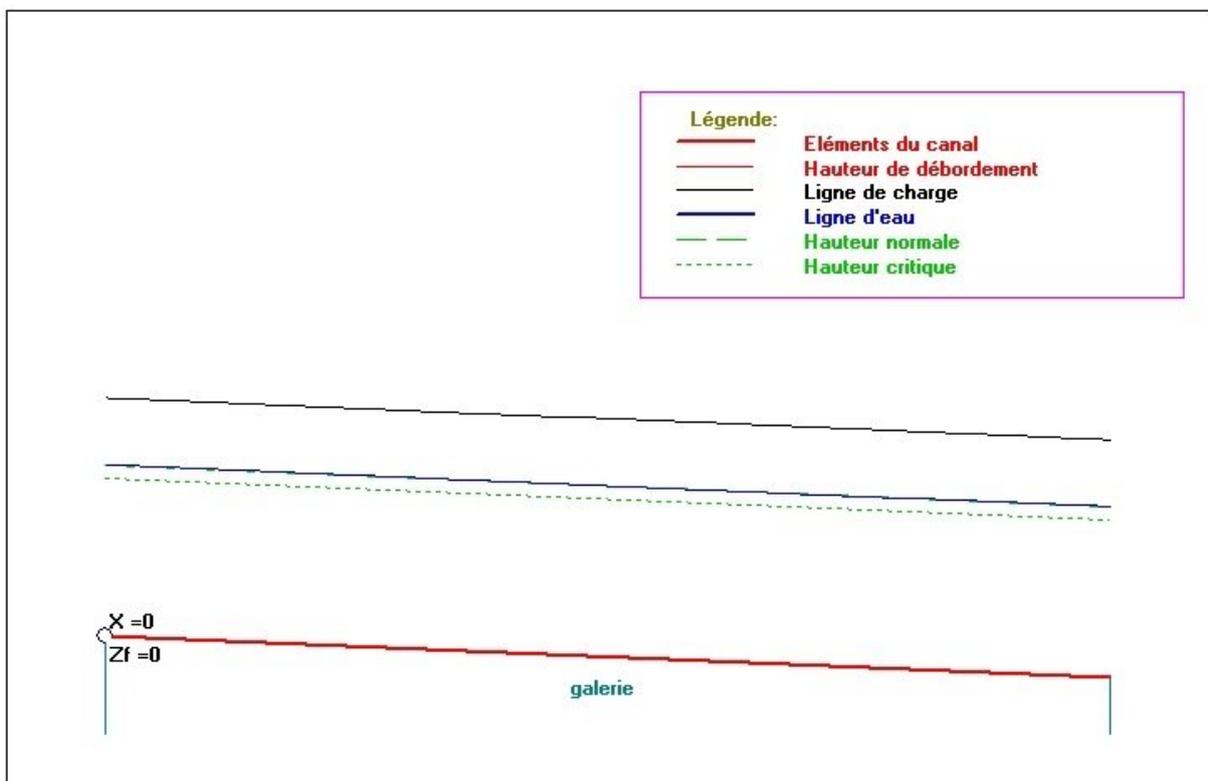


Figure III. 3 : ligne d'eau dans la galerie

Le logiciel canal 21 donne :

$$H_n = 3,96 \text{ m}$$

III.6.3. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin de la galerie de dérivation et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans notre galerie on a une faible pente qui assure l'écoulement fluvial d'où on n'a pas de besoin du dissipateur d'énergie à la sortie du galerie

- **Verification :**

✓ Calcul de nombre de Froude :

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = \frac{Q}{S}$ (III-15)

Où : Q : le débit laminé ; Q = 174,5 m³/s

Nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$ (III-16)

Avec h c'est tirant d'eau à la sortie du galerie = 3,96 m

A.N : V = 5,5 m³/S

F = 0,69 < 1 D'où l'écoulement est fluvial

Donc il n'est pas nécessaire d'établir un dissipateur d'énergie

III.6.4. Canal de restitution

Le canal de restitution ou Le canal de fuite est de section rectangulaire avec une largeur égale a la largeur du galerie $b= 8\text{m}$ et de pente $I = 0,24 \%$ pour rôle de conduire l'eau après la galerie de dérivation. En prend la longueur du canal 30 m Pour la protection en aval.

III.6.4.1. La hauteur critique

La hauteur critique = la hauteur critique de la galerie

$$H_{cr_c} = 3,65 \text{ m}$$

III.6.4.2. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (III-17)$$

$$S_{cr} = b \cdot h_c \quad \text{Soit :} \quad S_{cr} = 29,2 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + 2 h_{cr} \cdot \quad \text{Soit :} \quad P_{cr} = 15,3\text{m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit:} \quad R_{cr} = 1,91\text{m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit :} \quad C_{cr} = 74,19$$

$I_{cr} = 0.34\% > 0.24\%$, donc la condition de l'écoulement fluvial est vérifiée

III.6.4.3. La profondeur normale :

Le tirant d'eau a la partie aval du canal= Le tirant d'eau de la galerie:

$$H_n = 3,96$$

III.7. Batardeau

III.7.1. Calcul du niveau de la crête du batardeau : [3]

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

$$\text{Cote crête} = h_n + R_v + a \dots\dots\dots \text{III.18}$$

h_n : hauteur normal dans la galerie de dérivation :

R_v : hauteur de montée de la vague ou revanche.

a : hauteur libres de sécurité (réserve constructive entre 0,40 et 0,60 m).

Calcul de la hauteur de montée de la vague (revanche)

Selon l'étude effectuée, pour cela on utilise plusieurs formules. Les plus employées sont :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD : [3]

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{(III.19).}$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots \text{(III.20).}$$

$$V = 1,5 + 2H. \dots\dots\dots \text{(III.21).}$$

b) Formule de MALLET et de PAQUANT : [3]

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{(III.22).}$$

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots \text{(III.23).}$$

$$V = 1,5 + 0.66 H. \dots\dots\dots \text{(III.24).}$$

c) Formule Simplifiée : [3]

$$R = 1 + 0.3F^{0.5} \dots\dots\dots \text{(III-25)}$$

Où:

R_v : hauteur de montée de la vague (m).

F : longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km). On

L'appelle fetch ($F=3,13\text{Km}$).

h_v : hauteur de la vague (m).

V : vitesse de propagation de la vague (m / s).

g : accélération de la gravité (9.81 m / s²).

Tableau III.05 : les valeurs de la revanche selon les différentes méthodes (m)

STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	Formule Simplifiée	moyenne
1,13	1,43	1,53	1,4

On prend $R = 1,5$

La hauteur de batardeau est :

$$h_{ba}=9.1 \text{ m}$$

La cote de la crête :

$$c_e=265 \text{ m N.G.A}$$

III.7.2. Détermination de la largeur de la crête : [3]

Pour cela on utilise des formules; les plus appliquées parmi elles sont :

a) **Formule de KNAPEN** : $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$ (III.26).

b) **Formule de F-PREECE** : $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1$ (III.27).

c) **Formule simplifiée** : $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$ (III.28).

b_{cr} : la largeur de la crête.

H_b : la hauteur du batardeau.

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/ 3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6 m.

Tableau III.06 : valeur de la largeur en crête selon les différentes méthodes (m)

Formule de KNAPEN	Formule de F- PREECE	Formule simplifiée	moyenne
4,97	4,32	4,52	4,6

III.7.3. Pente des talus : [3]

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristique ainsi que la hauteur de la digue elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité statique de ces talus.

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces derniers On peut les prendre d'après le tableau ci après

Tableau III.07 : Pentés des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue

Hauteur du barrage	Type de barrage	fruit	
		amant	aval
$0 < H < 5$	• Homogène.	2.5	2
	• A Zone.	2	2
$5 \leq H < 10$	• Homogène (granulométrie étendue).	2	2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile.	2.5	2.5
	• A Zone.	2	2.5
$10 \leq H \leq 20$	• Homogène (granulométrie étendue).	2.5	2.5
	• Homogène à fort pourcentage d'argile.	3	2.5
	• A Zone.	2	3

En prendre $m_1=m_2=2$

III.7.4. Revêtements des talus : [3]

La protection des talus dans les digues en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau de la digue.
3. Matériaux des digues.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

Pour le cas de petites digues, les revêtements les plus utilisés sont:

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence des mouvements des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain compactage du matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables

III.7.4.1. Talus aval : [3]

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

III.7.4.2. Talus amont : [3]

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au dessous du niveau minimal (cote de fond).

Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par la méthode suivante,

en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$P = \frac{0.35 \cdot \gamma_s \cdot h_v^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_e} - 1\right)^3 \sqrt{1+m^3}} \dots \dots \dots (III.29).$$

γ_s : poids volumique de la pierre 2.5 t/m³.

h_v : hauteur de la vague.

γ_e : Poids volumique de l'eau (1 t/m³).

m : talus à protéger ($m=2$).

$P=0.035$ t

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de Diamètre équivalent D_{sph} est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{p}{0.524\gamma_s}} \dots\dots\dots (III. 30).$$

p : poids maximal du bloc.

Le 50% des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%} = K.D_{sph}$,

Ou K est un coefficient = 0,5

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50\%} (2 \text{ ou } 2,5)$$

$$D_{sph}=0.3m$$

$$D_{50\%}=0.15m$$

$$e=0.37m$$

III.7.4.3. Dimensionnement du Drain tapis : [3]

$$L_d = 1/4 * L_b \dots\dots\dots (III. 31).$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale de batardeau

$$L_b = b_{cr} + (m_1 + m_2) h_b \dots\dots\dots (III. 32).$$

m_1, m_2 : fruit de talus amont et aval ($m_1 = m_2 = 2$)

h_b : la hauteur de batardeau (7.1m)

b_{cr} : largeur en crête (4.1m)

$$L_b = 32,5 \text{ m}$$

$$L_d = 8.12 \text{ m d'où } L_d = 8m$$

CHAPITRE IV

Vidange

De Fond

Introduction

Les barrages modernes font souvent partie d'aménagement à buts multiples. Ces derniers peuvent servir entre autres à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et évidemment à la production de l'énergie électrique

IV.1 But de l'étude :

Cette note a pour objet de dimensionner la vidange de fond du barrage de Beni Slimane.

Sachant que l'une des phases essentielles de la vie d'un barrage est la période de première mise en eau qui exige de la part du maître d'ouvrage une totale maîtrise du niveau du plan d'eau pour assurer la sécurité. Les organes de vidange doivent être suffisamment dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage.

IV.2 Destination de la vidange de fond :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage,
- le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives,
- un abaissement du plan d'eau en période de danger,
- l'évacuation de dépôts de sédiments,
- l'alimentation du cours d'eau avale en cas d'exceptionnels.

Les vidanges de fond des barrages importants constituent des organes de fermeture, et des organes de réglages. Puisque les profondeurs peuvent en de nombreux cas, dépasser quelque centaines de mètres, la vitesse maximale de l'écoulement excède couramment les 40m/s, de telles vitesses risquent de créer des sous pression dynamique importantes. Par conséquent, des phénomènes comme la cavitation, souvent accompagnés par l'érosion de cavitation, ou des vibrations des vannes apparaissent si l'on ne tient pas suffisamment compte des exigences constructives lors de la conception de l'ouvrage.

IV.3 Type d'ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

IV.3.1 vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise. La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

IV.3.2 vidange à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\text{Ø} > 500\text{mm}$)

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

IV.3.3 Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

IV.4. variante de vidange :

IV.4.1. Galerie de la vidange

La vidange de fond sera composée par un pertuis de vidange. il est aménagée dans la galerie de dérivation provisoire : cette-ci a été dimensionnée pour la crue max laminé (174,5m³/s).

La section de la galerie de dérivation sera divisée en deux :

Galerie d'accès et galerie de vidange en bas,

IV.4.2. Caractéristiques Hydrauliques

IV.4.2.1 Calcule de temps de vidange

L'ouvrage de vidange de fond doit être conçu avec une capacité suffisante qui garantit le temps de vidange du barrage et qui n'affecte pas la stabilité de talus du barrage, mais en même temps, elle permettra la diminution du niveau d'eau de la cuvette en un temps préétabli en permettant la réparation de tous les problèmes qui se présentent dans cette dernière. Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante:

$$T = \Sigma (V_i / Q_i) \dots\dots\dots (IV-1)$$

T = temps de vidange (jours)

V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m³)

Q = débits (m³/s)

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued Par rapport à la période d'évacuation.

Le débit qu'évacue par la vidange de fond est calculé par la formule suivante:

$$Q = \mu \cdot S(2gh)^{0,5} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Où:

μ : coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \xi_I}} \dots\dots\dots (IV-3)$$

1 + Σ ξ_I : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires et singulière.

Q : Le débit de la vidange de fond est en fonction du niveau de la retenue.

g : accélération de la gravité, (9.81m/s²).

H : la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).

S : surface de la section transversale du pertuis, (m²); S= L x b

L, b : sont la largeur et la hauteur de la vanne, (m).

Avec un niveau initial du réservoir à la cote 656,5 m NGA (NNR) En utilisant la vidange de fond avec les vannes de contrôle totalement ouvertes

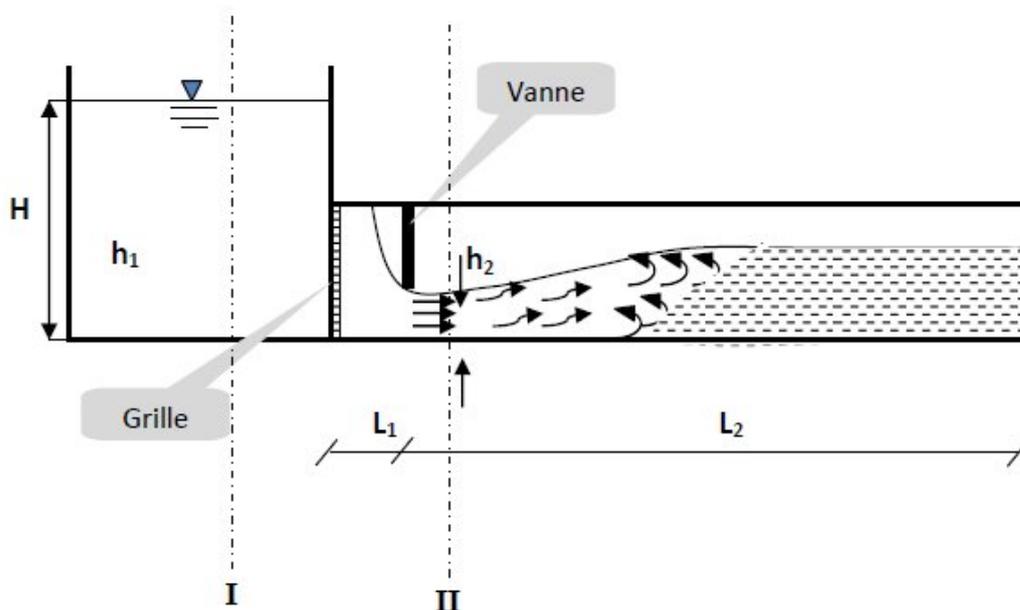


Figure IV. 1: Schéma explicative d'une vidange de fond type galerie

En utilisant le théorème e Bernoulli entre la section (I) et (II) en trouve

$$h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \sum \Delta h \dots\dots\dots (IV-4)$$

$$\Delta h = \Delta h_e + \Delta h_g + \Delta h_v + \Delta h_l$$

α : Coefficient de répartition de la vitesse (=1)

Δh_e : perte de charge a l'entré

Δh_g : perte de charge dans la grille

Δh_v : perte de charge dans la vanne

Δh_l : perte de charge linéaire

IV.4.2.2 Calcule des pertes de charge singulières :

a) Pertes de charges dans la grille : [3]

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante:

$$\Delta h_g = (K_g \cdot V^2) / 2g \text{ avec } K_g = \beta (e / b_1)^{4/3} \sin \alpha$$

V : Vitesse du flux en face de la grille (m/s)

g : Accélération de la pesanteur (9.81m/s²)

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale (76°)

e : Épaisseur des barres (0.04m)

b₁ : Distance entre les barres (0.75m)

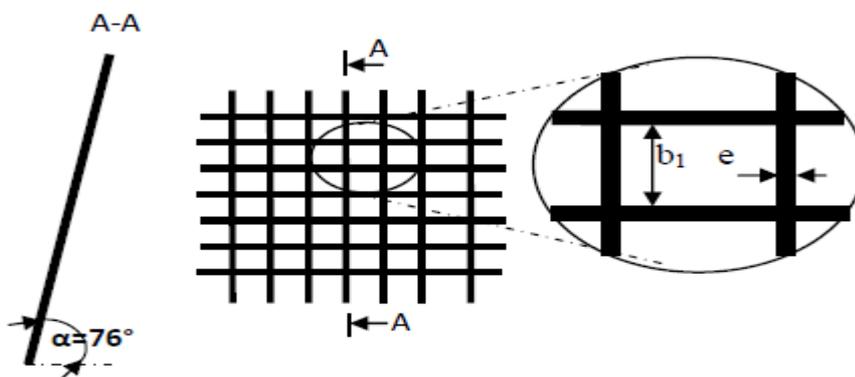


Figure IV. 2: Schéma explicative de la grille

Tableau IV. 1 : Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

	Caractéristiques de quelques sections de barres	β
1	Rectangulaires avec des bords vifs	4.42
2	Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
3	Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
4	Configuration hydrodynamique	0.76
5	Circulaires	1.79

$K_g = 0.02$

$\Delta h_g = 0,001$

b) Perte de charge a l'entrée :

En prendre $\xi = 0.5$

c) Pert de charge dans la vanne : [4]

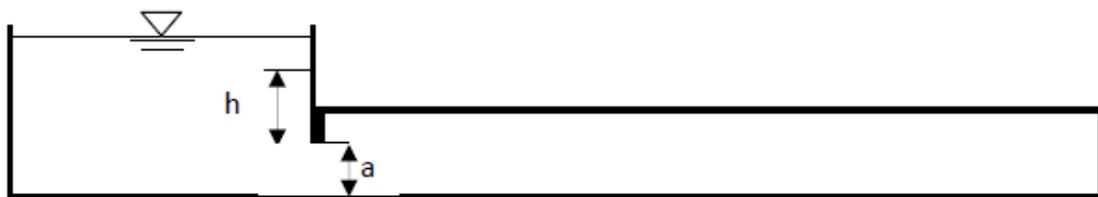


Figure IV.3: Schéma explicative de la Vanne

En prendre $\Delta h_v = 0.26$

d) Perte de charge linéaires :

$\Delta h_l = 0.1H$, $\Delta h_l = 6,45$

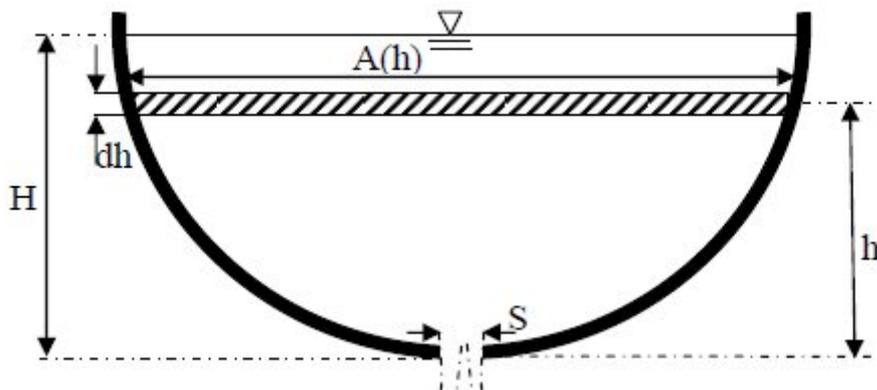


Figure IV.4: Schéma explicative pour le calcul de temps de vidange

D'une autre façon

$$Q = V.A(h) \text{ ou } V = dh/dt \dots\dots\dots (IV-5)$$

$$Q = -A(h). dh/dt \dots\dots\dots (IV-6)$$

Le signe (-) indique une diminution

$$dt = (1/Q) .A(h).dh = - \frac{(\quad)}{\mu} = \frac{(\quad)}{\sqrt{H}}$$

Si μ =constant

$$T = \frac{(\quad)}{\mu} . \int \frac{(\quad)}{\sqrt{H}} dh \dots\dots\dots (IV-7)$$

• **Calcul de l'intégrale**

Pour le calcul de l'intégrale on utilise de la Courbe caractéristique de la cuvette (courbe sur faces hauteur)

Le tableau suivant représente Les résultats de calcul

Tableau IV.2 :Calcul d'Intégration numérique

Cote	H(m)	S(Km2)	$\frac{A(Q)}{\sqrt{H}}$
721	64,5	1,79	222881,07
720	36,5	1,71	283041,21
715	58,5	1,33	173889,64
710	53,5	1,06	144920,22
705	48,5	0,85	122052,89
700	43,5	0,63	95520,354
695	38,5	0,48	77359,005
690	33,5	0,34	58743,053
685	28,5	0,28	52448,805
680	23,5	0,19	39194,007
675	18,5	0,11	25574,481
670	13,5	0,05	13608,276
665	8,5	0,03	10289,915
660	3,5	0,01	5345,2248
656,5	0	0	0

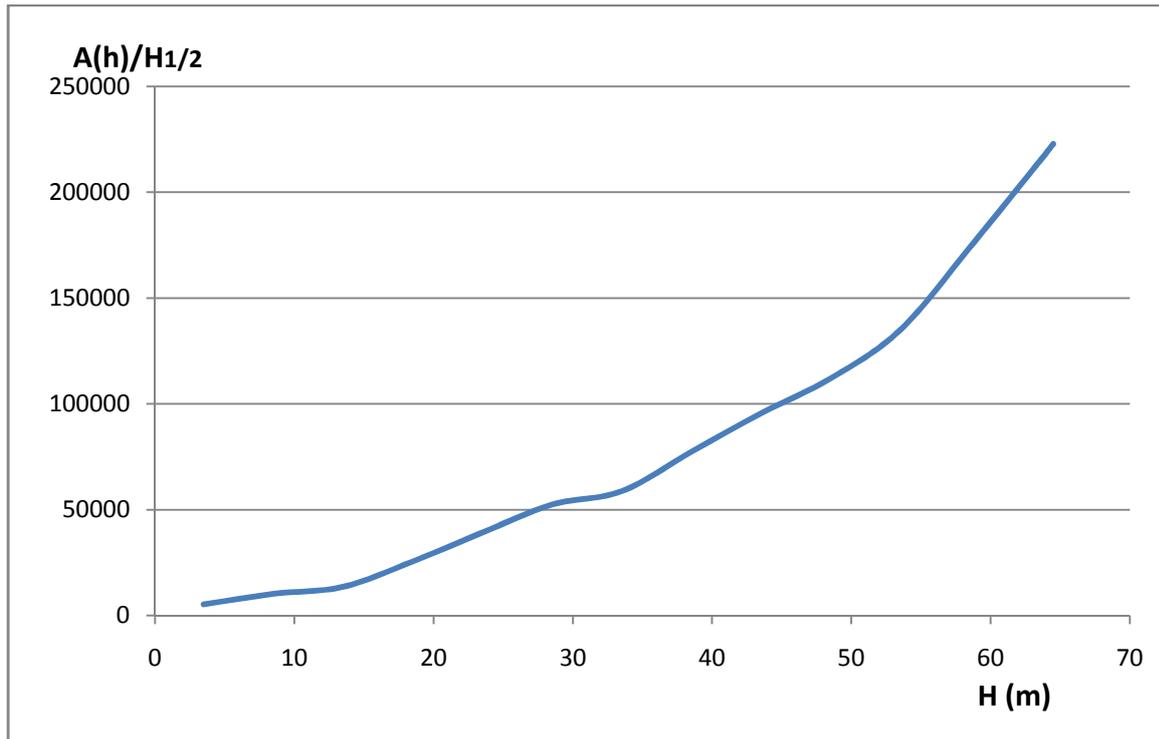


Figure IV. 5 : la fonction $\frac{A(h)}{H1/2} = ()$

D’après la figure

$$S = (\text{la base} * \text{la hauteur}) / 2$$

$$S = 7187914,36 \text{ m}^2$$

Tableau IV.3 : calcul de temps de vidange pour déférent section choisies

Section de la vanne (m2)	Dimensions des vannes (m x m)	temps de vidange (jours)
2	1.25 x 1.6	13,92
4	1.70 x 2.36	6,96
6	2.36 x 2.50	4,47
8	2.50 x 3.20	3,35

En prendre la section de 2m2

La durée totale de l'opération de vidange est d'environ 14 jours.

IV.4.2.3. Maitrise de l'écoulement sous la vanne : [4]

La maitrise de l'écoulement sous la vanne consiste a détermine les hauteurs conjuges (h_1) et (h_2) et la longueur de ressaut hydraulique

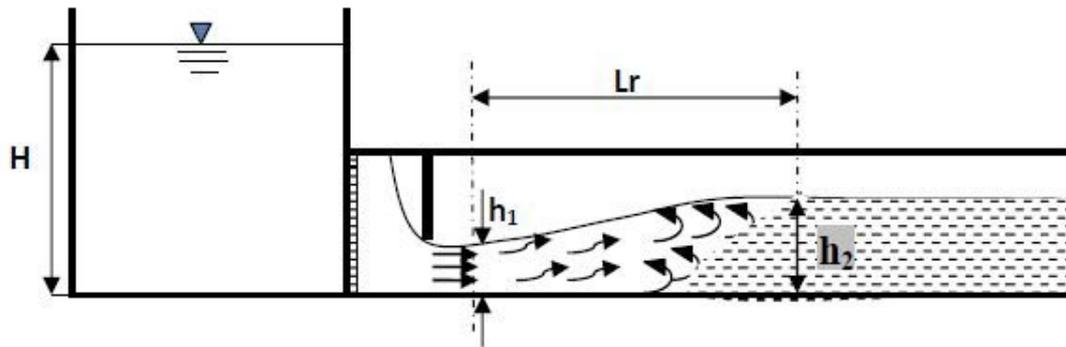


Figure IV.6: Schéma explicative pour le calcul des hauteurs conjuges

- La vitesse a la sortie de la vanne

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_{co}} \dots\dots\dots(IV.8).$$

b : la largeur de pertuis ou de la vanne (1,25m)

V : la vitesse a la sortie de la vanne

Q : débit de la vanne $Q = \mu \cdot S \cdot (2Gh)^{1/2}$

h_{co} : c'est la profondeur comprimé ou la premier hauteur conjuge (h_1)

La profondeur comprimée (h_c) peut être déterminée par la méthode itérative de la manière suivante : [3]

$$h_{co} \approx \frac{q}{\phi(2g(P + H_0 - h_{co}))^{1/2}} \dots\dots\dots(IV.9).$$

q : débit spécifique

$\phi = 0.85$ à 0.95 , coefficient de vitesse

P : hauteur de pelle ($p=0$)

H_0 : charge hydraulique à la sortie de la vanne en tenant compte la charge de la vitesse

$$H_0 = h + \alpha V^2 / 2g$$

h : ouverture de la vanne

g : accélération de la gravité

- **La deuxième hauteur conjuguée :**

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (IV-10)$$

- **Nombre de Froude :** $F = \frac{V}{\sqrt{gh_{co}}} \dots\dots\dots (IV-11)$

- **La longueur de ressaut :**
 $L_r = 6 (h_2 - h_1) \dots\dots\dots (IV-12)$

Tableau IV. 4 : les calculs hydraulique au niveau de la vanne

ouverture de la vanne	débit	h contracté (=h')	Vitesse V	N Froude Fr	h''	longueur de ressaut
m	m ³ /s	m	m/s	-	m	m
0,5	12,18	0,58	13,44	5,63	2,24	9,96
1	24,36	1,14	17,09	5,11	3,30	12,96
1,5	36,25	1,69	17,16	4,21	4,37	16,02
1,6	38,41	1,74	17,65	4,13	4,46	16,13

IV.4.2.5. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie (après L'apparition de ressaut hydraulique) :

$$Q = S.C\sqrt{h} \dots\dots\dots (IV-13)$$

$Q = 38,41 \text{ m}^3/\text{S}$ (vanne totalement ouvert)

C : Coefficient du CHEZY $C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots (IV.14)$

S: section (m²) $S = hn.b$

b= 4 m la largeur de demi galerie de dérivation.

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} \dots\dots\dots (IV.15)$

P : périmètre $P = b + 2h \dots\dots\dots (IV-16)$

i=0.0024 pente de galerie.

Tableau IV. 5 : Calcule de la profondeur normale

b	hn	s	p	R	C	Q
4	1	4	6	0,67	62,31	9,97
4	1,3	5,2	6,6	0,79	64,07	14,49
4	1,5	6	7	0,86	64,98	17,68
4	1,7	6,8	7,4	0,92	65,73	20,99
4	1,8	7,2	7,6	0,95	66,07	22,68
4	1,9	7,6	7,8	0,97	66,38	24,40
4	1,91	7,64	7,82	0,98	66,41	24,57

IV.4.2.6 Calcul de la vitesse a la sortie de la galerie :

$$V=Q/S = 24,6/4*1,91$$

$$V= 3,22 \text{ m/s}$$

IV.4.2.7 Le nombre de FROUD :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh_n}} \dots\dots\dots (IV-17)$$

$$F = 0,74$$



CHAPITRE V

Prise d'eau

Introduction :

Comme élément intégrant dans l'aménagement hydraulique, les prises d'eau occupent une Place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation, à savoir, l'utilisation de l'eau retenue avec la garantie et les paramètres d'exploitation nécessaires (la demande en aval).

V.1 Types des prises d'eau :[5]**V.1.1. Ouvrage de prise à but agricole :**

La prise d'eau à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc caler de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normale.

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- Le siphon
- La conduite enterrée

a. Le siphon :

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai. Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

L'installation d'un siphon ne présente guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risques d'infiltration privilégiés. En outre si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons.

En fin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages.

Ce sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

b. La conduite enterrée :

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisée actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peut de celle des conduites de vidange de même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conduites similaires. Etant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange, ou dans la galerie de dérivation. Dans le cas où il est installée en tranchée, il faudra bien entendu prévoir là aussi des écrans anti renard, un enrobage de béton.

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation, relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus coûteuse que la position aval, car pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton à parement amont verticale cependant

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5(l/s/ha). Pour le calcul de diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite de prise d'eau comme dans le cas de conduite de vidange.

V.1.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

Pour le barrage destinée à l'alimentation en eau potable des populations, l'ouvrage de prise permettre la distribution d'une eau de bonne qualité, il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se pose en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples.

La prise d'eau flottante : Dans ce type, 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 et nécessite des mécanismes relativement importantes

V.2 Critères de choix d'une prise d'eau

Pour choisir une telle variante de prise d'eau il faut faire face aux différents critères et contraintes suivantes :

- 1- le risque d'apport solide
- 2- la qualité d'eau a prélevé
- 3- l'intensité du débit a prélevé
- 4- la recherche d'un dispositif le plus économique que possible
- 5- un dispositif qui représente le maximum de garanti de fonctionnement

V.3 la variante retenue :

En conclusion en doit retenir la variante qui presente le maximum de garantie du point de vue fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux suivant sa destination à l'aval. Et l'ouvrage qui répond à ces exigences est bien une prise d'eau fixée à une tour avec trois pertuis étagés à trois niveaux : (708, 701 et 695) m.N.G.A, Les orifices de prise sont équipés des portes du type vanne wagon glissantes attachées a des grilles carrées mobiles,

La prise d'eau est réalisée par moyen d'une conduite en acier installée, dans la galerie en béton située sous le corps du barrage,

V.4 Dimensionnement hydraulique :

V.4.1 Estimation du volume maximum pour l'irrigation :

Tableau V.01: La distribution mensuelle de la demande

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
(Hm ³)	0.74	0.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.21	0.74	1.35	1.82	1.63	6.7

Source ANRH

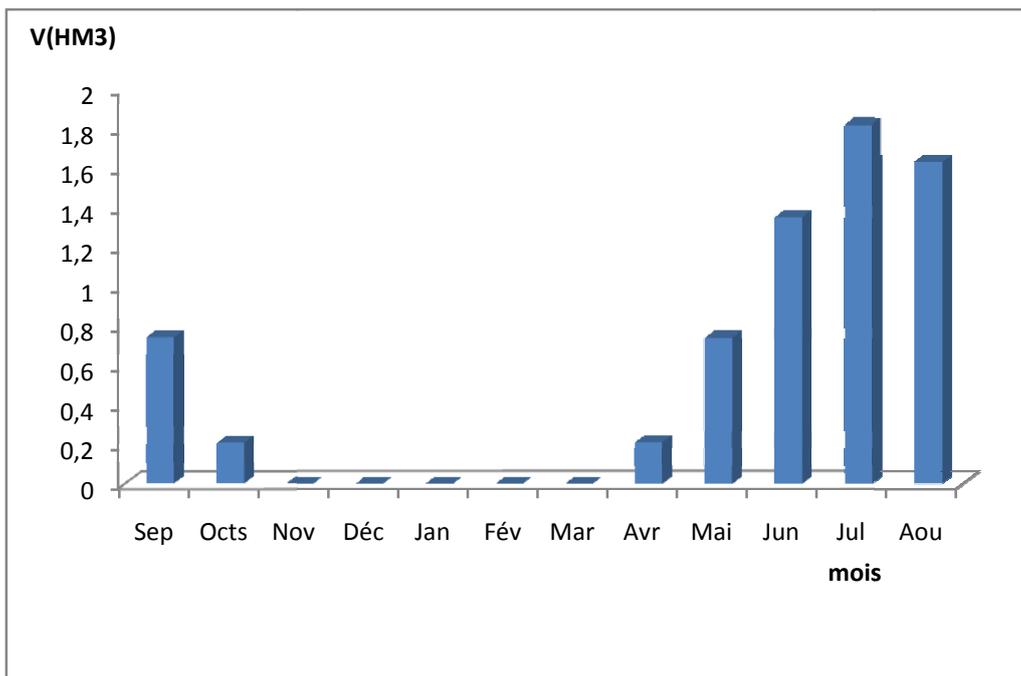


Figure V.01:La demande en irrigation

D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de

$$V_{max} = 1,82 * 10^6 \text{ m}^3$$

V.4.2 Calcul du débit maximum :

$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$ Avec : T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).D'ou :
 $Q_{max} = 1,359 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \text{ (m}^3/\text{s)}.$$

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m².

V.4.3 Calcul de diamètre :**V.4.3.1 Méthode de calcul :**

Dans la pratique le diamètre optimal auquel on arrive à adopter une vitesse moyenne est donné par la formule ci-dessous :

- **Formule de BONIN** :[4]

$$D = \sqrt{Q}$$

Q : est le débit véhiculé en m³/s.

D : est le diamètre de la conduite en m

D'OU D = 1,2 m

- **Ajustement du diamètre (D) :**

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

$$S = \pi \frac{D^2}{4}$$

H = cote NNR - cote avale de la conduite (721 - 695,7 = 25,3 m)

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$$\text{D'OU} \quad Q = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \pi \frac{D^2}{4} \sqrt{2gH}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q \sqrt{1 + \sum \xi}}{\pi \sqrt{2gH}}} \quad \text{AVEC : } \sum \xi : \text{ Somme des coefficients de pertes de charge. On prend}$$

la Somme des coefficients de pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda L}{D} \quad \text{avec : } L : \text{ longueur total de la conduit } = 360 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^5} \quad n = 0,017$$

Remarque :

pour le calcul de λ il existe une autre méthode on utilisant le diagramme de MOODY qui est en fonction de (Re et ϵ/D),

Tableau V. 02 : Ajustement de diamètre de la conduite de l'irrigation.

1 ^{er} itération						
D (m)	S (m ²)	V (m/s)	λ	$\sum \xi_{+1}$	Q (m ³ /S)	V ₀ (m/s)
1,2	1,13	1,2	0,034	12,63	11,8	10,43

	V _{i-1} (m/s)	D (m)	S (m ²)	λ	$\sum \xi_{+1}$	Q (m ³ /S)	V ₀ (m/s)
1	10,43	0,40	0,13	0,049	51,32	0,62	4,8
2	4,8	0,60	0,28	0,043	30,31	1,82	6,52
3	6,52	0,53	0,21	0,045	36,83	1,24	5,93
4	5,93	0,54	0,23	0,044	34,73	1,356	6,01
5	6,01	0,55	0,23	0,044	34,73	1,356	6,01

D'où D = 0,55 m

On prend le diamètre normalise **D=0,6 m**

On recalculer la vitesse :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 4,87 \text{ m/S}$$

CHAPITRE VI

Génie Civil

VI.1.Stabilité du canal d'amené :[6]

VI.1.1Introduction :

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaitre si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service pour ce la il faut avoir une stabilité des murs des canaux contre le glissement, le renversement et au poinçonnement

pour la stabilité de l'ouvrage on prend le cas le plus défavorable (pas de l'eau dans le canal)

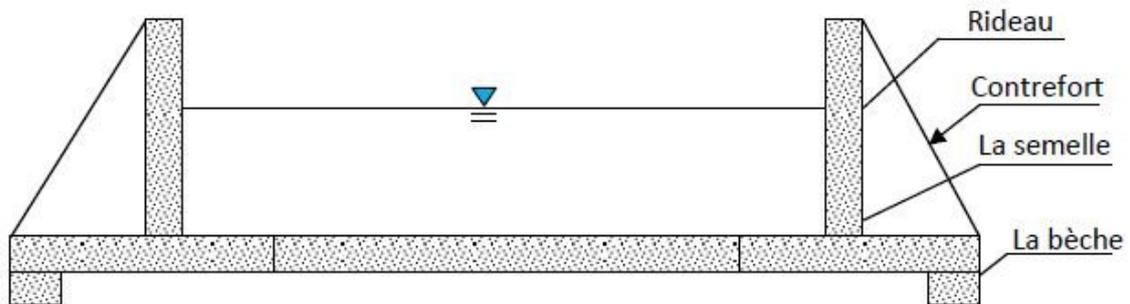


Figure VI.1 : Schéma explicatif d'un canal en béton armé

VI.1.2. Le bilan des forces :

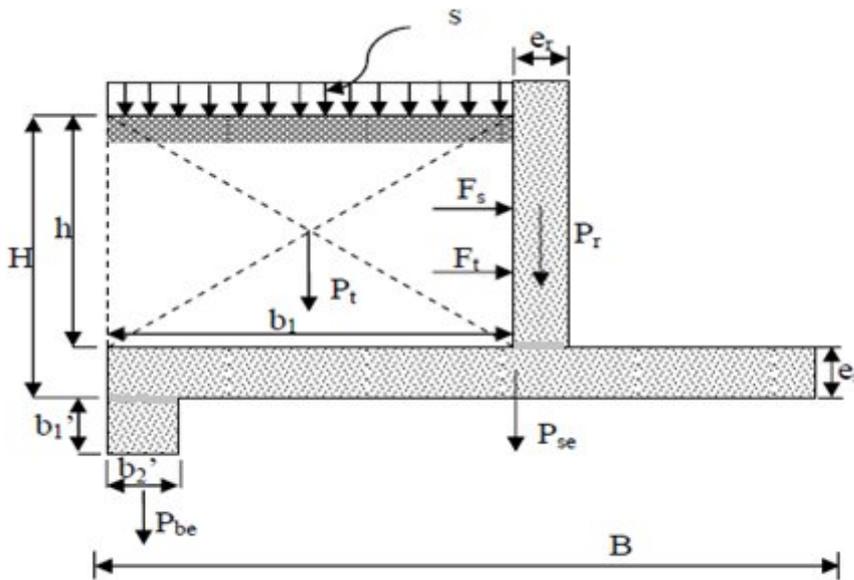


Figure VI.2 Schéma explicatif de bilan des forces

a) Les forces verticales :

- **Poids de terre derrière le mur :**

$$P_t = \gamma_t \cdot b_1 \cdot h \dots\dots\dots (VI-1)$$

γ_t : Poids volumique de la terre (1,85t/m³)

b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

- **Poids de la surcharge (s) ps:**

$$P_s = s \cdot b_1 \dots\dots\dots (VI-2)$$

s: surcharge (s=1t/m²)

- **Poids de la semelle:**

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \dots\dots\dots (VI-3)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma_b = 2.5t/m^3$.

e_s : épaisseur de la semelle.

B : la largeur de la semelle.

- **Poids de la bêche :**

$$p_{be} = \gamma_b \cdot b'1 \cdot b'2 \dots\dots\dots (VI-4)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma_b = 2.5t/m^3$.

$B'1 \cdot b'2$: Se sont la largeur et la longueur de la bêche respectivement

- **Poids du rideau :**

$$P_r = \gamma_b \cdot h \cdot (e_s + e_i)/2 \dots\dots\dots (VI-5)$$

b) Les forces horizontales :

- **Forces dues à la pousse des terres :**

$$F_t = K \cdot \gamma_t \cdot H \cdot \frac{H}{2} = K \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \dots\dots\dots (VI-6)$$

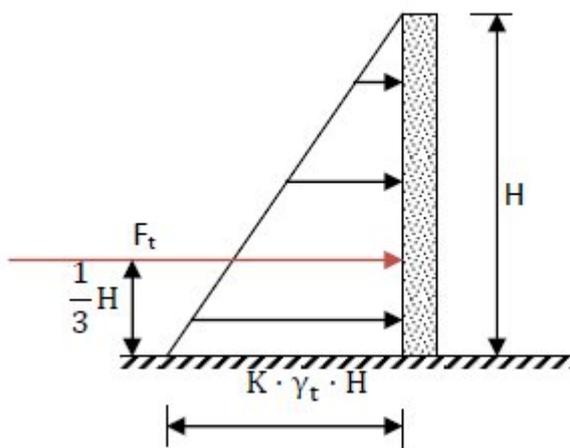
Avec :

$$K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

γ_t : Poids volumique de la terre (1,85t/m³)

K : coefficient de poussée.

H.la hauteur du mur.



- Force due a la poussée de la surcharge :

$$F_s = K \cdot s \cdot H \dots \dots \dots (VI-7)$$

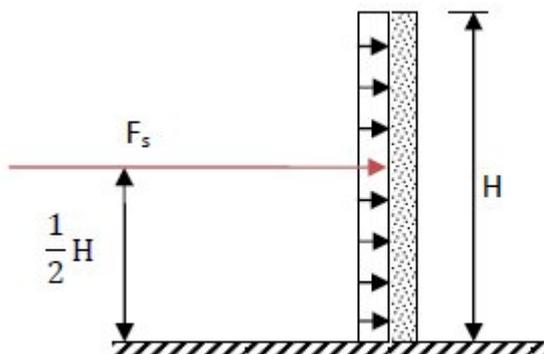


Tableau VI. 1 Caractéristiques mécaniques du sol:

Poids volumique du sol.	$\gamma = 1,85$	t/m ³
La cohésion du sol.	$C = 0,35$	bar
Contrainte admissible de sol.	$\sigma_{sol} = 2$	bar
Surcharge sur le mur.	$s = 1$	t/m ²

Le Prédimensionnement:

Tableau VI. 2 : le Prédimensionnement de canal d'amené:

Hauteur totale : H	3,5 m
épaisseur de la semelle: e_{se}	0,5 m
Largeur de la semelle derrière le mur b_1	1,5 m
Largeur total de la semelle: B	7,5 m
Epaisseur inférieur du rideau: e_i	0,5 m
Epaisseur supérieur du rideau: e_s	0,5 m
Epaisseur du contrefort: b_o	0,25 m
Dimensions de la bêche: $b'1 \cdot b'2$	0,35x0.35 m
Distance entre contreforts: L	3,50 m

VI.1.3. Calcule des forces :

- Les forces verticales par 1 m de longueur.

$$P_t = 5,55 \text{ t}$$

$$P_s = 1,5 \text{ t}$$

$$P_{se} = 9,38 \text{ t}$$

$$P_{be} = 0.31 \text{ t}$$

$$P_r = 3,75 \text{ t}$$

$$= 20,49$$

- Les forces horizontales

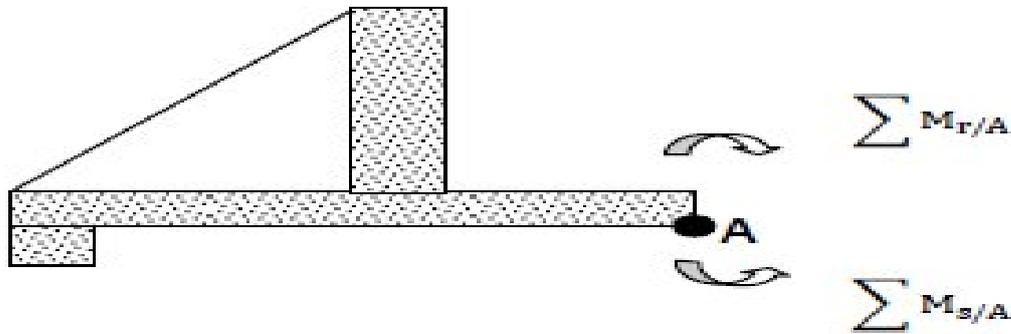
$$F_t = 5,55 \text{ t}$$

$$F_s = 6,48 \text{ t}$$

$$h = 12,03$$

VI.1.4. Stabilité au renversement :[6]

Le principe est de vérifier que le mure ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des force horizontales



$$\frac{\sum \quad /}{\sum \quad /} \geq \dots\dots\dots (VI-8)$$

$\Sigma Ms/A$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$\Sigma Mr/A$: La somme des moments déstabilisateurs autour du point A.

Z : coefficient de sécurité (z=1,5 : 3)

Les forces stabilisatrices sont :

- Les forces verticales (Pt , Pbe , Pse , Pr , surcharge S)
 - $Mt = Pt \cdot Xt = 5,55 \cdot 6,75 = 37,46 \text{ t.m}$
 - $Mbe = Pbe \cdot Xbe = 0,31 \cdot 7,325 = 2,27 \text{ t.m}$
 - $Mse = Pse \cdot Xse = 9,38 \cdot 3,75 = 35,18 \text{ t.m}$
 - $Mr = Pr \cdot Xr = 3,75 \cdot 5,75 = 21,56 \text{ t.m}$
 - $Ms = Ps \cdot Xs = 1,5 \cdot 6,75 = 10,125 \text{ t.m}$

Les forces déstabilisatrices sont :

- Les forces horizontales (Ft , Fs)
 - $Mps = Fs \cdot Ys = 6,48 \cdot 2 = 12,96 \text{ t.m}$
 - $Mt = Ft \cdot Yt = 5,55 \cdot 1,5 = 8,325 \text{ t.m}$

$$\frac{\sum \quad /}{\sum \quad /} = \frac{\quad}{\quad} = 3,248 \geq 3 \quad \text{D'ou la stabilité au renversement et vérifier.}$$

VI.1.5. Stabilité au poinçonnement : [6]

Il faut vérifier que sous l'effet de tout les forces extérieures les contraintes qui s'exercent à la base du mur sont inférieures a la contrainte admissible de sole de fondation

(σ_1 et $\sigma_2 < \sigma_{sol}$)

Position de la résultante des charges verticales:

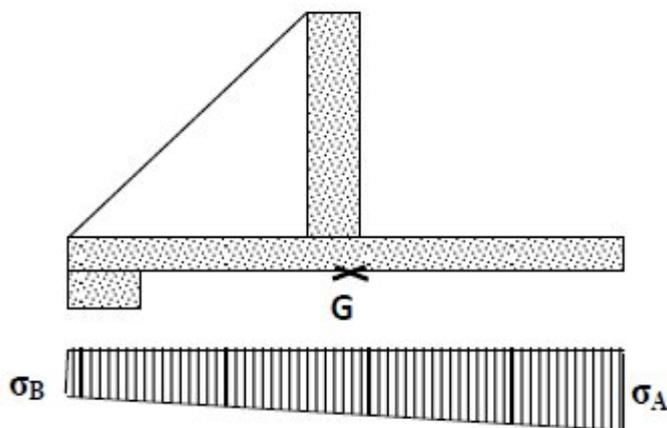
$$X = \frac{\sum \quad /}{\sum} \dots\dots\dots (VI-9)$$

$$E_0 = (X - B/2) \dots\dots\dots (VI-10)$$

E₀ : c'est l'excentricité

$$X = 69,135/20,49 = 3,37 \text{ m}$$

$$E_0 = (3,37 - 3,75) = - 0,38 \text{ m}$$



$$\sigma_A = \frac{N}{S} + 6 \frac{M/G}{b \cdot B^2} \dots\dots\dots (VI-11)$$

$$\sigma_B = \frac{N}{S} - 6 \frac{M/G}{b \cdot B^2} \dots\dots\dots (VI-12)$$

- σ_A et σ_B : les contraintes appliques au sol.
- M/G : La somme des moments autour de point G.
- N : la somme des forces verticales.
- S : section de la semelle.
- b : longueur de la semelle (b =1ml).

B : la largeur de la semelle.

Détermination du moment due aux forces verticales par rapport au centre de gravité de la Semelle

$$\Sigma M = F_s \cdot (H/2+0,25) + F_t(H/3+0,25) - E_0 \cdot \Sigma e_0 \dots\dots\dots (VI-13)$$

F_s : force de surcharge.

F_t : force de pousse de la terre.

H ; la hauteur de mur.

e₀ : excentricité.

$$\text{Donc : } \Sigma M = 6,48 * (1,75 + 0,25) + 5,55 * (1,17 + 0,25) - 0,38 * 20,49$$

$$= 20,84 \text{ .}$$

D'OU :

$$\sigma_A = 20,49 / (7,5 * 0,5) + 6 * (20,84 / 1 * (7,5)^2) = 4,95 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = 0,51 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = (3 \sigma_A + \sigma_B) / 4 = 3,84 \text{ t/m}^2$$

En remarque que σ_{ref} inférieure au contrainte admissible de sol (20t/m²)

D'où la stabilité au poinçonnement est vérifiée

VI.1.6. Stabilité au glissement : [6]

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes le mur ne glisse pas.

$$F_H / F_V < f = 0.8 \dots\dots\dots (VI-14)$$

F_h : la somme des forces horizontales.

F_v : la somme des forces verticales.

$$\Sigma F_v = 20,49 \text{ t}$$

$$\Sigma F_h = 12,03 \text{ t}$$

0,58 < 0,8 Donc la condition de non glissement est vérifiée.

VI.2. Ferrailage des éléments du canal : [6]

VI.2.1. Ferrailage du mur :

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis (contrefort) et soumise à la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge (en utilisant les coefficients de sécurité)

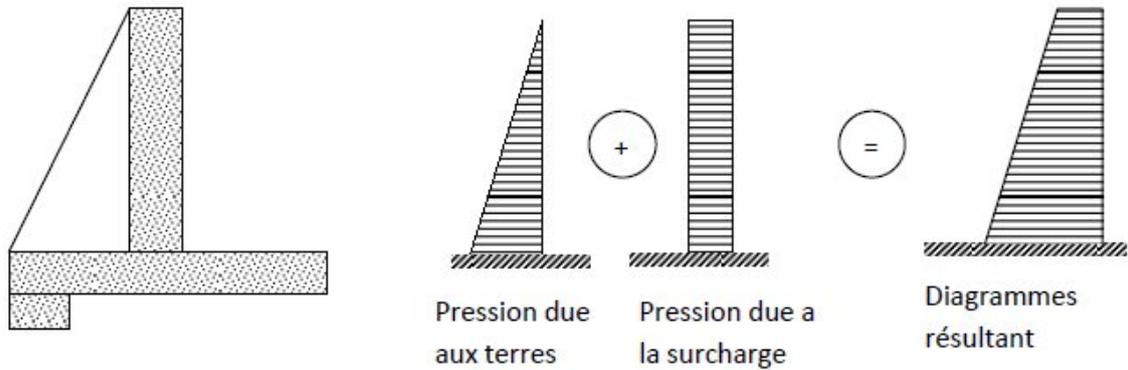
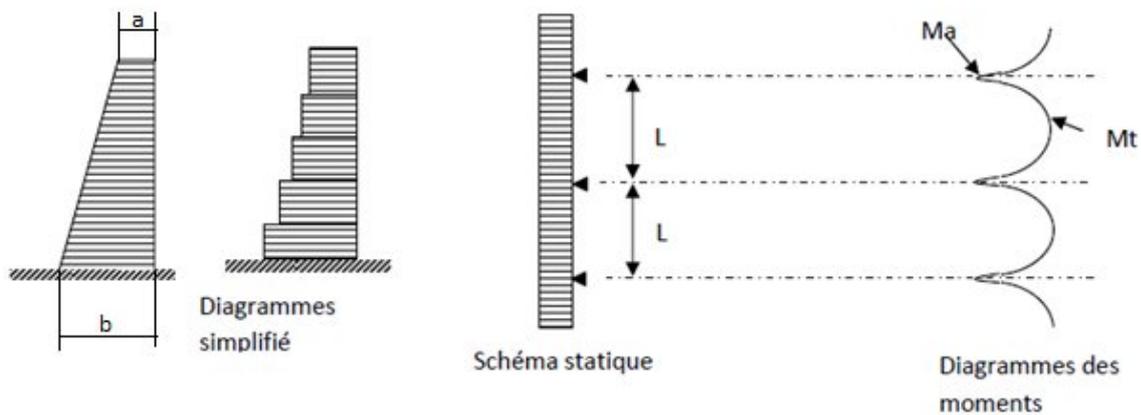


Figure VI.3 : représentation des force qui agissent sur le mur de canal d’amené
 Pour simplifier les calculs, Le mur se divise en plusieurs tranches de 1m de hauteur



$$Ma = \frac{pl^2}{16} \dots\dots\dots (VI-15)$$

$$Mt = \frac{pl^2}{10} \dots\dots\dots (VI-16)$$

Mt : moment en travée.

Ma : moment en appuis.

P : pression des forces agissent sur le mur à chaque 1m de hauteur.

L : distance entre les contreforts (l=3.5m)

a= 1,5.K.S , b=1,35 .K. γt .h

D'où :

$$P = 1,35 .K. \gamma t .h + 1,5.K.S \dots\dots\dots (VI-17)$$

➤ Pour le ferrailage on utilise les formules suivantes :

$$\mu = M / 142 * b * d^2$$

$$\sigma_s = f_{c28} / 1,15 , f_{c28} = 25MPa$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - \mu}) / 0,8$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha^2$$

$$A = M / \beta * \sigma_s * d$$

Enrobage e=3 Cm

Tableau VI. 3 : résultat des forces et des moments par chaque 1 m de hauteur.

Tranches	Hi	P	Ma	Mt
1	1	1,96	1,5	2,4
2	2	3,18	2,43	3,89
3	3	4,41	3,38	5,40

Tableau VI.4 : Ferrailage adopté:

Tranches	En travée (arm, principale)	En appuis (arm, principale)
1	T12/15	T12/15
2	T14/15	T14/15
3	T16/10	T16/10

Pour les armatures de répartition on prend T14/15

VI.2.2. Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise à :

- La réaction du sol qui représente une répartition trapézoïdale d'après des résultats de calcul de la stabilité $\sigma_1=4,95 \text{ t/m}^2$ $\sigma_2= 0,51 \text{ t/m}^2$
- A son poids propre réparti uniformément sur AB
- Aux poids du mur et de terres réparti uniformément de B en C

$$\sigma_{se} = (1,35 \cdot P_{se}) / (100 \cdot B) \dots\dots\dots (VI-18)$$

$$\sigma_{s.t.b} = (1,35(P_t + P_b + P_r) + 1,5P_s) / (100 \cdot b_1) \dots\dots\dots (VI-19)$$

$$\sigma_{se} = 1,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{s.t.b.r} = 10,15 \text{ t/m}^2$$

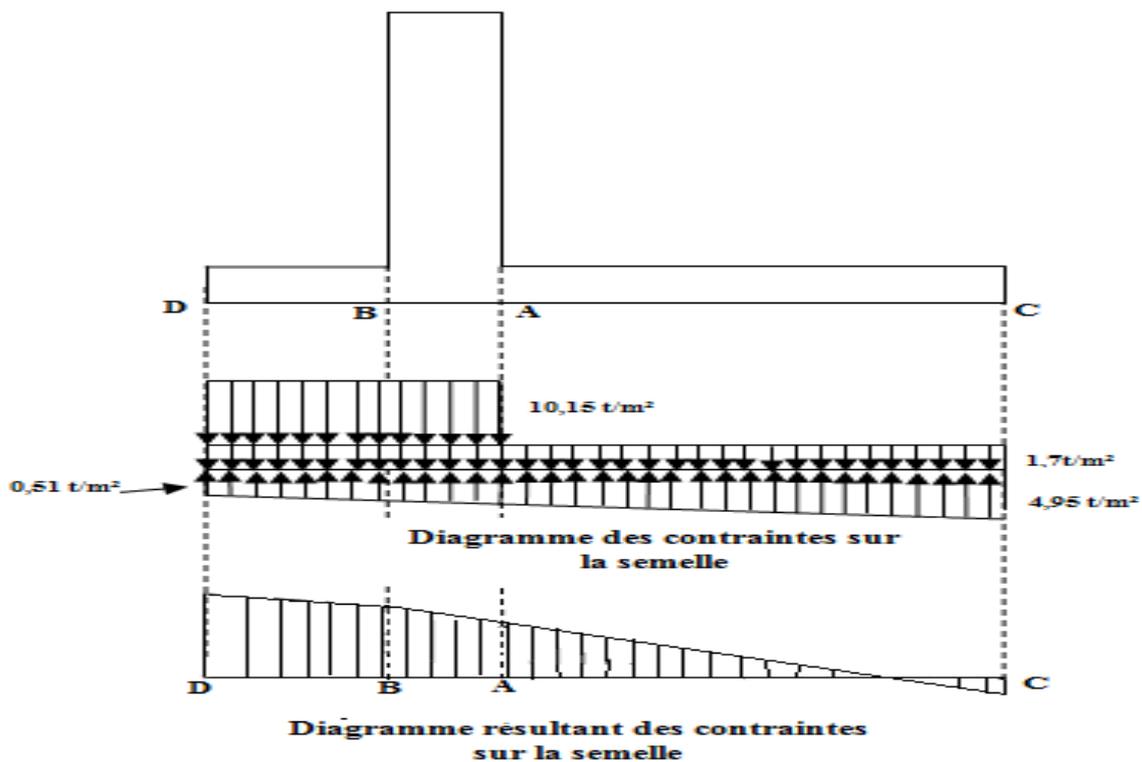


Figure VI.3 : Diagramme des contraintes sur la semelle

$$\sigma_A = \sigma_2 + ((\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (b_1 + e_r)) / B \dots\dots\dots (VI-20)$$

$$\sigma_B = \sigma_2 + ((\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (b_1)) / B \dots\dots\dots (VI-21)$$

$$B = 7,5 \text{ m}, b_1 = 1,5 \text{ m}, e_r = 0,5 \text{ m}$$

$$\sigma_A = 1,69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_B = 1,4 \text{ t/m}^2$$

✓ Ferrailage de BD :

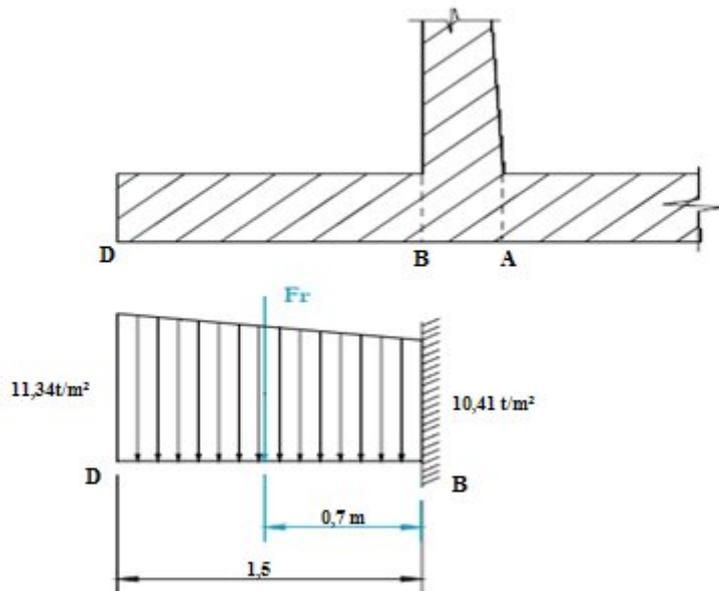


Figure VI.4: Diagramme de contrainte de la partie BD.

F^{BD} = aire d'un trapeze

$$F^{BD} = (11,34 + 10,41) / 2 \cdot 1,5 \cdot 1 \text{ ml}$$

$$F^{BD} = 16,31 \text{ t}$$

$$M^{BD} = F^{BD} \cdot X_G, \quad X_G = 0,7 \text{ m}$$

D'OU

$$M^{BD} = 11,42 \text{ t.m}$$

$$A = 7,65 \text{ cm}^2$$

On prend 6T14 / 15 cm

✓ Ferrailage de AC :

$$M_c = F \times \frac{b}{3} - F \times (5,5 - a/3)$$

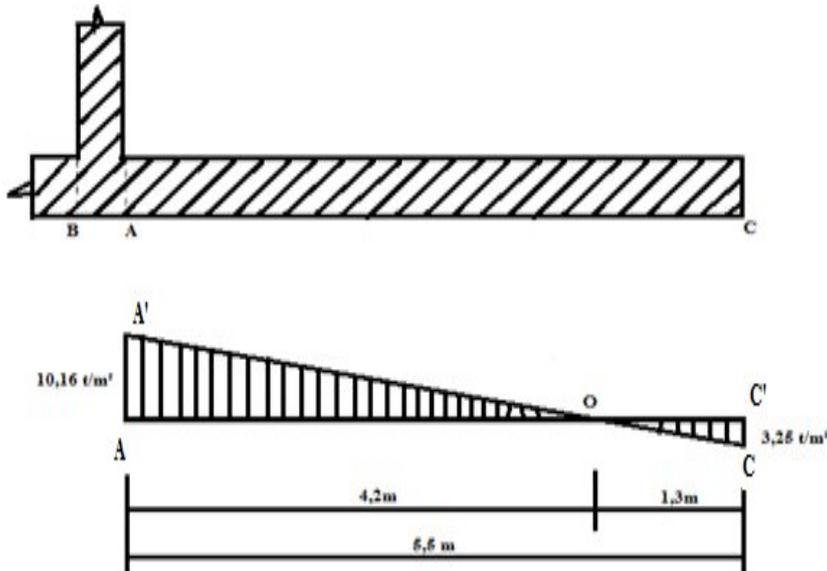


Figure VI.3 : Diagramme de contrainte de la partie CA.

a = 1,3m et b = 4,2m

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 2,11 \text{ t}$

Dans la partie OA:

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 21,33 \text{ t}$

Donc le moment d'encastrement égal à :

$$M_c = 21,33 \times \frac{4,2}{3} - 2,11 \times (5,5 - \frac{1,3}{3}) = 19,17 \text{ t.m}$$

$$M_c = 19,17 \text{ t.m}$$

$$A = 12,75 \text{ cm}^2$$

On prend 7T16 /15 cm

VI.2.3. Ferrailage de la bêche :

Détermination de la réaction R_b :

$$\Sigma M/B = 0 \text{ d'où } 1,5 \cdot R_b = 2,5 \cdot (0,35 \cdot 0,35 \cdot 3) + 6,2 \cdot 1,75 + 3,125 \cdot 1,25 + 1 \cdot 1,5 \cdot 1,75 + 1,25 \cdot 0,75$$

$$1,5 R_b = 19,08 \text{ d'où } R_b = 12,72$$

Poids propre de la bêche:

$$c \times c \times 2,5 = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 2,5 = 0,31 \text{ t/ml}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t = 12,72 \times 3,50^2 / 10 = 15,58 \text{ t.m}$$

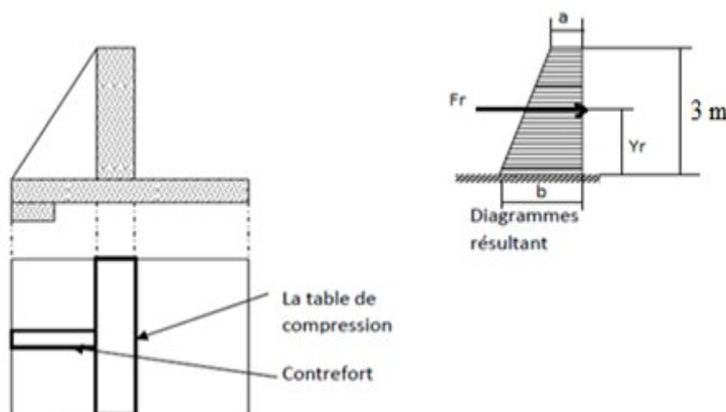
$$\text{Le moment en appui : } M_a = 12,72 \times 3,50^2 / 16 = 9,73 \text{ t.m}$$

$$A_s = 11,83 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est de : 4T20

VI.2.4. Ferrailage des contreforts :

Les contreforts travaillent comme des consoles verticales, encastrées dans la semelle est soumises aux efforts transmis par le rideau.



- Calcul d'acier nécessaire à la hauteur de 3 m

$$a = 3,5(1,5 \cdot 1,0,33) = 1,73 \text{ t/m}$$

$$b = 3,5(1,35 \cdot 0,33 \cdot 1,85 \cdot 3 + 1,5 \cdot 0,33 \cdot 1) = 10,40 \text{ t/m}$$

f_r : aire du diagramme = aire de trapèze

$$f_r = 18,2 \text{ t}$$

y_r : cordonnée du c.d.G. du trapèze

$$y_r = 0,97 \text{ m}$$

$$M_e = f_r \cdot y_r = 17,64 \text{ t.m}$$

$$A = 5,39 \text{ cm}^2$$

On prend 4T16

VI.3. Ferrailage de la galerie de dérivation :

Le ferrailage de la galerie se fait à laide de logiciel SAP 2000

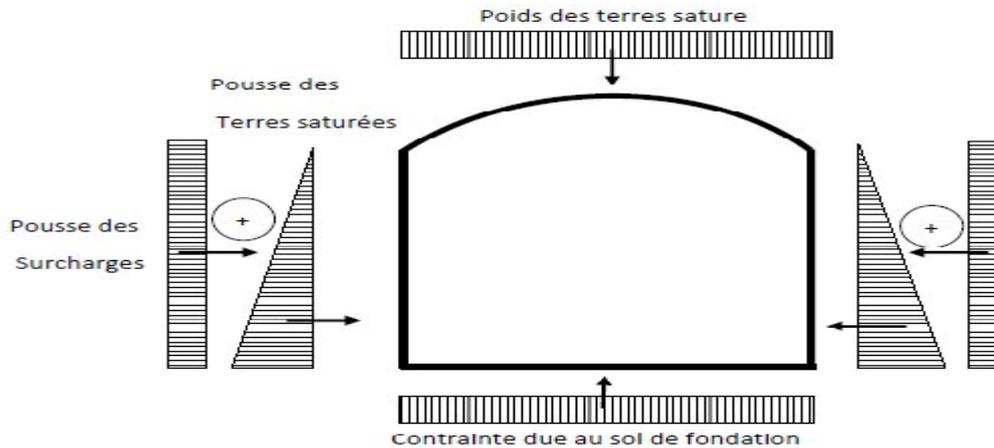
VI.3.1. combinaison des charges sur la galerie:

Figure VI.4: combinaison des charges

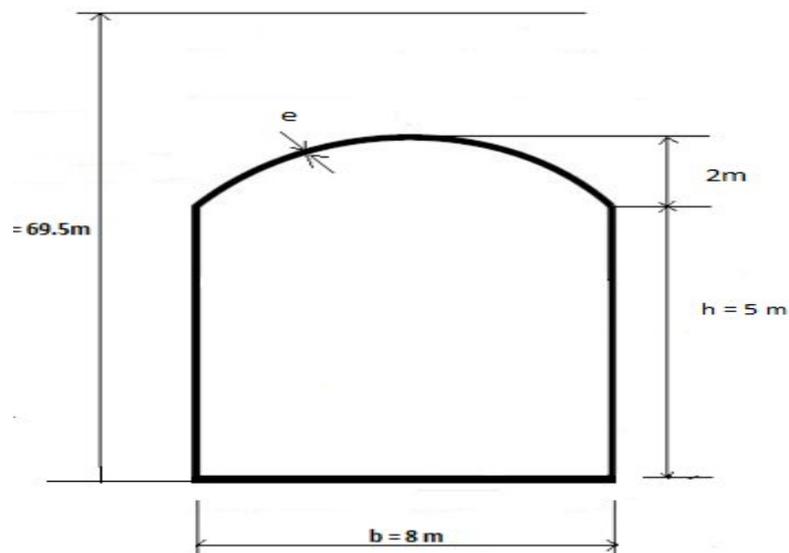
VI.3.2. Les dimensions de la galerie de dérivation :

Figure VI.5: les dimensions de la galerie de dérivation

- Poids des terres sur la coupole : $Q_{p-t} = 133,26 \text{ t/m}^2$
- Poids des terres sur voile :

Pour $H = 64,5\text{m}$, $Q_{t-v} = 133,26 \text{ t/m}^2$

Pour $H = 69,5 \text{ m}$, $Q_{t-v} = 143,6 \text{ t/m}^2$

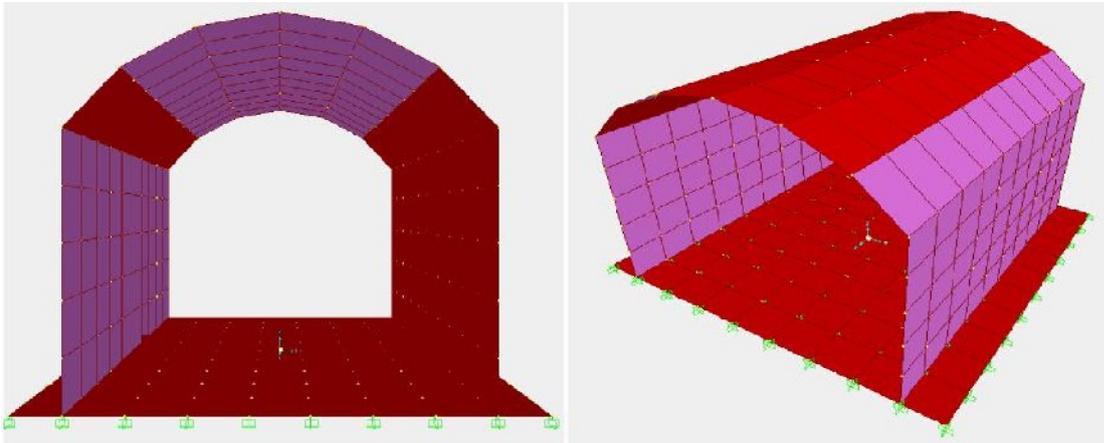


Figure VI.6: Schéma représentatif de la galerie

Le séisme utilisé est défini par le spectre de réponse défini selon le règlement parasismique Algérienne RPA 1999

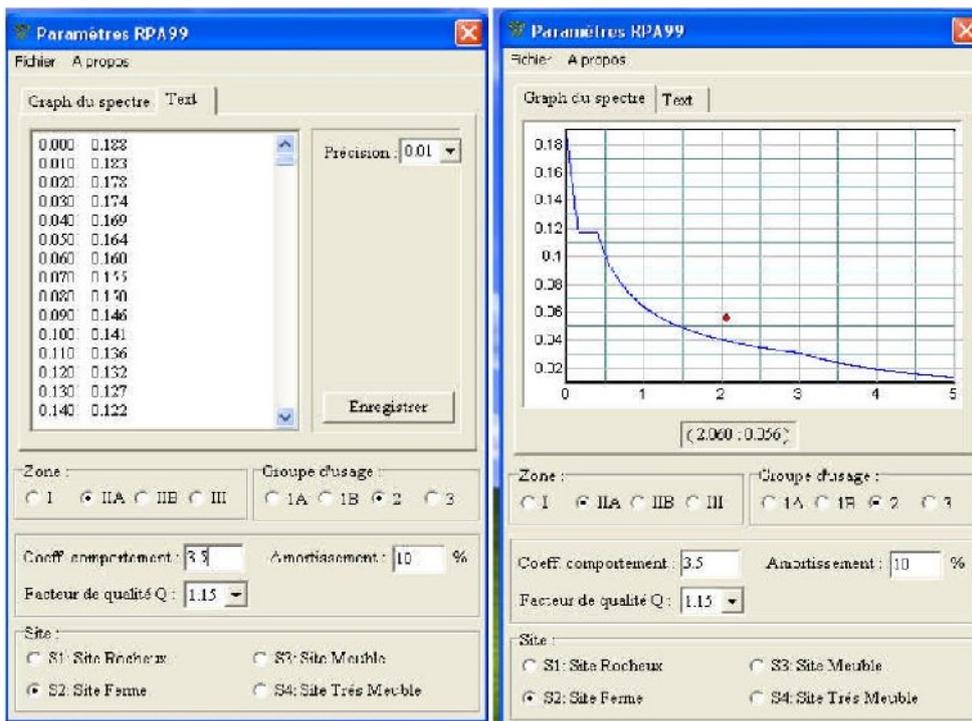


Figure VI.7: Spectre de réponse

- **Résultats :**

L'analyse de la galerie de dérivation a été effectuée en utilisant un code de calcul basé sur les éléments finis ce dernier a été réalisé avec le logiciel Sap2000. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.5 : Résultats

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
GQE max	62999.99	9803.40
GQE min	-62218.50	-8699.35
0.8GE max	2061.43	728.40
0.8GE min	-1379.93	242.28
GQ max	62859.05	9318.06
GQ min	-62359.10	-9184.69

VI.3.3. FERRAILLAGE DU DOME :

Sous la combinaison G+Q l'effort maximum obtenu est :

$$F = 1904.694 \text{ KN}$$

$$A_{\text{choisie}} = F / (f_e / \gamma_s) = 1904694 / 40000 = 47.62 \text{ cm}^2$$

$$= 47.62 \text{ cm}^2$$

$$2 \times 6 \text{T}20 / \text{esp} = 15 \text{ cm}$$

$$= 58.90 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1,0 \text{ m linéaire}$$

$$= \quad \quad / 4 = 14.73 \text{ cm}^2$$

$$2 \times 6 \text{T}14 / \text{esp} = 15 \text{ cm}$$

$$= 18.47 \text{ cm}^2$$

VI.3.4. FERRAILLAGE DU MUR:

$$= 400 \text{ Mpa}$$

$$28 = 25 \text{ Mpa}$$

$$28 = 2,1 \text{Mpa}$$

$$= 1$$

$$= 1.15$$

$$= 400 \text{Mpa}$$

$$= 15.00 \text{Mpa}$$

$$= 18.48 \text{Mpa}$$

$$c = c' = 0.025 \text{m}$$

$$h_{\acute{e}} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Longueur du voile : } L = 10.00 \text{m}$$

$$\text{Épaisseur du voile : } e = 1.00 \text{m}$$

$$\text{Surface totale : } A = 10 \text{m}^2$$

$$\text{Bras de levier : } y = 5 \text{ m}$$

$$\text{Inertie du voile : } I = 83,333 \text{m}^4$$

VI.3.4.1. CALCUL DES ARMATURES VERTICALES:

$$\text{Efforts normal : } N = 62999.99 \text{ KN}$$

$$\text{Moment de flexion : } M = 9803.40 \text{ KNm}$$

$$= - + - . \dots\dots\dots (VI-22)$$

$$= - - - . \dots\dots\dots (VI-23)$$

$$L_T = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \cdot L \dots\dots\dots (VI-24)$$

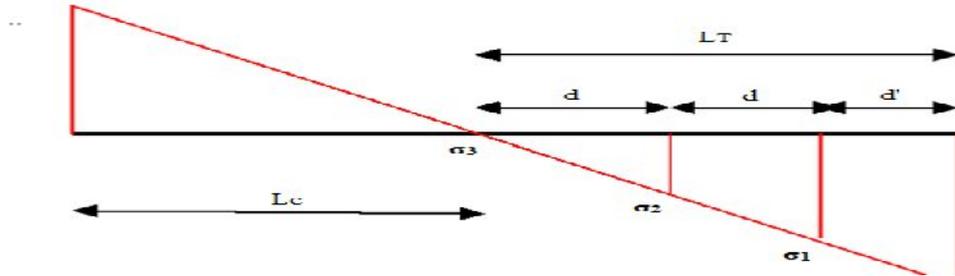
Avec $\sigma_1 = \dots$, $\sigma_2 = \dots$

$$= 6888.20 \text{KN/m}^2 < 18480 \text{ KN/m}^2$$

$$= 5711.80 \text{KN/m}^2 < 18480 \text{ KN/m}^2$$

Donc: $LC = 5.47 \text{ m}$
 $LT = 4.53 \text{ m}$

- SECTION PARTICULLIEREMENT COMPRIMEE :



Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur "d"

$$d \leq \min [h_{\text{étage}}/2 \text{ où } 2 \cdot L_C/3] = 2,5 \text{ m}$$

On prendra: 1^{ère} bande d' = 2.03m

2^{ème} bande d = 2.5m

3^{ème} bande d = 0m

*** Le ferrailage de la 1ère bande**

$$= (LT - d')/LT = 3154.00 \text{ KN/m}^2$$

$$= 1/2 (\quad + \quad) \cdot d' \cdot e = 8998.78 \text{ KN}$$

*** Le ferrailage de la 2ème bande**

$$= (LT - d - d')/LT = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

$$= 1/2 (\quad + \quad) \cdot d \cdot e = 3947.49 \text{ KN}$$

*** Le ferrailage de la 3ème bande**

$$= 0 \text{ KN/m}^2$$

$$= 1/2 (\quad + \quad) \cdot d \cdot e = 0.00 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour chaque bande est:

$$= \quad / \quad = 224.97 \text{ cm}^2$$

$$= \quad / \quad = 98.69 \text{ cm}^2$$

$$= \quad / \quad = 0.00 \text{ cm}^2$$

Section minimale

*** Armatures verticales**

1) Compression simple:

$A_{min} = 4\text{cm}^2/\text{ml}$ de longueur de la section comprimer

$$\text{Soit: } \begin{array}{l} 106.575 \\ = 131.25 \\ 0 \end{array} \begin{array}{l} ^2 \\ ^2 \\ ^2 \end{array} \qquad \begin{array}{l} 40.6 \\ = 50 \\ 0 \end{array} \begin{array}{l} ^2 \\ ^2 \\ ^2 \end{array}$$

*** Armatures horizontales**

$$= 4 = 58.61 \quad ^2$$

$$= 0.15\% * \quad = 150 \quad ^2$$

• CHOIX DE FERRAILLAGE:

1. Armatures verticales murs:

2x26 T 25 /esp=15 cm+2x40 T 20/ esp=15 cm avec une section total

$$= 506.58 \quad ^2$$

2. Armatures horizontales murs:

2x25 T 20 /esp=20 cm avec une section total

$$= 157.08 \quad ^2$$

Chapitre VII :

Organisation de Chantier

INTRODUCTION :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

La construction d'un barrage en terre ou digue nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques qui sont destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter ,,etc

L'organisation de chantier fournit à cet effet à l'ingénieur les renseignements nécessaires pour faire le projet de l'ouvrage, en étudier les conditions générales d'exécution, estimer la dépense, rédiger le marché et le faire approuver de manière convaincante à l'administration supérieure, bref établir un calendrier pour le déroulement des travaux afin d'en dégager le délai de réalisation, il permet aussi en outre de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

VII.1. INSTALLATIONS DU CHANTIER :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VII.1.1. INSTALLATIONS DESTINEES AU PERSONNEL

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.1.2. INSTALLATIONS DESTINEES AU STOCKAGE DES MATERIAUX :

Pour le ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un choix entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3. INSTALLATIONS DESTINEES A LA REPARATION DES ENGINES :

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.1.4. INSTALLATION DESTINEES POUR LA PREFABRICATION :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2. LES MOYENS DE CHANTIER :**VII.2.1. LES MOYENS HUMAINS :**

Si on a dans la cadre du marché de la conception détaillée des ouvrages, il doit justifier de la mise en œuvre du personnel comptent pour la réalisation des études préalables, géotechniciens, hydrologues, topographe, ingénieur béton armé, dessinateur,...etc.

Pour ce qui concerne le personnel d'exécution proprement dite, il doit indiquer la composition et la fonction des équipes amenées à travailler sur le chantier et désigner la personne physique responsable du chantier et de l'encadrement du personnel.

VII.2.2. LES MOYENS MATERIELS :

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.

- **MATERIEL DE TERRASSEMENTS :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...).

1. Le bulldozer.

2. Pelle mécanique.
3. Chargeur à pneu ou à chenilles.
4. Décapeuse.
5. Niveleuse et les camions.

- **MATERIEL LIE AU TYPE DU BARRAGE**

- 1)° ***Le matériel de compactage :***

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.

- 2) ° **Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

VII.3. Planification :

VII.3.1. Définition :

C'est un moyen qui permet de 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, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail.
- ✓ Observations instantanées.
- ✓ Analyse des tâches.
- ✓ Le chronométrage.
- ✓ Définition des objectifs et des attributions.
- ✓ Simplification des méthodes.
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. procédures de travail de planification :

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- ✓ Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- ✓ Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).
- ✓ Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- ✓ Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \dots\dots\dots (VII.01).$$

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- ✓ Conception du réseau.

VII.3.3. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

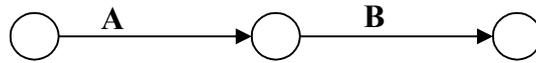
Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

VII.3.3.1. méthodes basées sur le réseau :**a) 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 leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ **Réseau à flèches :**

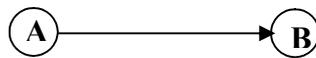
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

b) 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.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau :

➤ **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 :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase: analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

➤ **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

➤ **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- ✓ Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- ✓ Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- ✓ Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.3.3.2. Méthodes basées sur le graphique :

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

VII.3.4. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VII.3.5. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

VII.3.5.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VII.3.5.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✓ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- ✓ Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots (VII.02).$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.3.5.3. 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 :

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.3.6. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux repose sur une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ✓ Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- ✓ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- ✓ Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement 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.3.7. Les compositions du projet :

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau VII.01 : symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	3
Tunnel de dérivation	D	6
Batardeau	E	6
Excavation du barrage	F	5
Recharges du barrage et du noyau	G	14
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	9
Bassin d'amortissement d'E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambers des vannes	L	2
Équipements hydromécaniques	M	2
Travaux de finition	N	4

VII.3.8. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).pour sa détermination on applique les méthodes suivantes :

VII.3.8.1. Méthode de réseau à nœuds :

Elle consiste à faire le calcul Aller et Retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

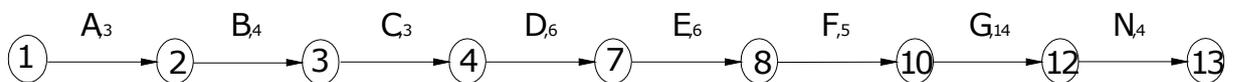
Le réseau à nœud est représenté sur la figure VII.01.

VII.3.8.2. Méthode du tableau :

Tableau VII.02 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	3	0	3	0	3	0
2 – 3	4	3	7	3	7	0
3 – 4	3	7	10	7	10	0
3 – 5	3	7	10	26	29	19
4 – 7	6	10	16	10	16	0
5 – 6	9	10	19	29	38	19
6 – 12	3	19	22	38	41	19
7 – 8	6	16	22	16	22	0
7 – 9	6	16	22	31	37	15
8 – 10	5	22	27	22	27	0
9 – 11	2	22	24	37	39	15
10 – 12	14	27	41	27	41	0
11 – 12	2	24	26	39	41	15
12 – 13	4	41	45	41	45	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **45mois**. Le chemin critique est le suivant :



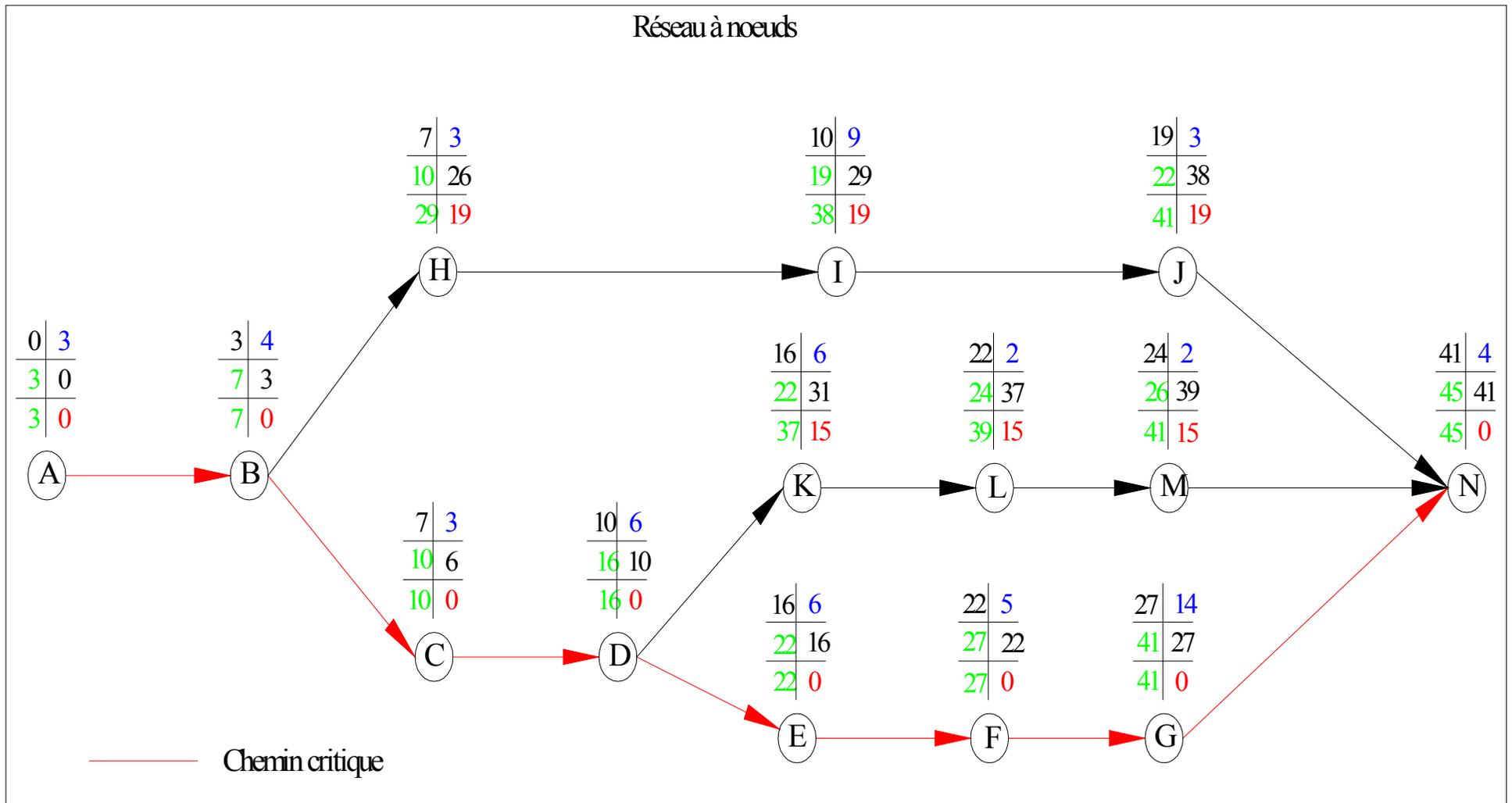


Figure VII.01 : calcul du chemin critique par le réseau à noeud.

Conclusion

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité, de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage et des ouvrages annexes est représenté par un diagramme à barres (diagramme de Gantt). Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- ✓ Un certain nombre de travaux préparatoires doivent être effectués avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du maître de l'ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued. La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 10 mois.
- ✓ La durée de construction propre au barrage de Beni-Slimane totalisera au moins 45 mois. Cette durée est à considérer comme minimum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 5 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 45 mois.
- ✓ Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, il faut suivre des cadences moyennes des travaux de génie civil.

CHAPITRE VIII

Protection et sécurité

de travail

Introduction :

L'objectif de ce chapitre vise à une sensibilisation collective impliquant tous les intervenants en vue de diminuer leur fréquence et leur gravité pendant le déroulement des travaux sur un chantier de barrage moyennant le respect de certains dispositifs, consignes ou règlements

Les accidents de travail à travers les problèmes qu'ils génèrent tant sur le plan humain que financier constituent dans leur ensemble un élément très préjudiciable au bon rendement des chantiers dont il convient d'accorder la plus grande importance.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VIII.1. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

➤ Causes humaines :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

➤ Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII.2. Actions dangereuses dans le chantier :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre

VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.4 Les mesures de prévention contre les accidents

Ces mesures sont la suite logique de l'étude de sécurité, qui concerne tous les membres de l'entreprise.

Tous doivent contribuer à la lutte contre l'accident.

Les efforts de préventions seront couronnés si chacun collabore à la recherche et la suppression des risques, à la mise en place de dispositifs de protection.

Chacun doit se comporter de telle façon qu'il ne s'expose, ni expose ses compagnons, au danger.

a) Les équipements de protection individuelle

Le port des équipements individuels de protection est une mesure efficace de prévention.

Il permet de éviter de nombreux accidents à la tête, aux mains, aux pieds, aux yeux, etc.....

- ❖ Porter les casques :
 - Dans tous les endroits,
 - Pour tous travaux, en raison des risques de blessures, à la tête, consécutifs à des chutes d'outils, des matériaux ou à des heurts.
- ❖ Porter des chaussures ou des bottes de sécurité avec semelle et coquille d'acier pour éviter :
 - Les piques.
 - Les écrasements.
- ❖ Porter des gants appropriés aux travaux à exécuter, pour éviter :
 - Les maladies de la peau.
 - Les piqûres.
- ❖ Ne jamais porter de vêtement huileux, gras, au cours de travaux de soudage ou de découpage. Ces vêtements risquent de s'enflammer.

b) L'ordre dans le chantier et aux postes de travail

L'ordre est facteur essentiel de sécurité

- ❖ Maintenir les accès, les passages dégagés.
- ❖ Stocker les matériaux correctement pour éviter tous risques d'accidents lors du passage des travailleurs.

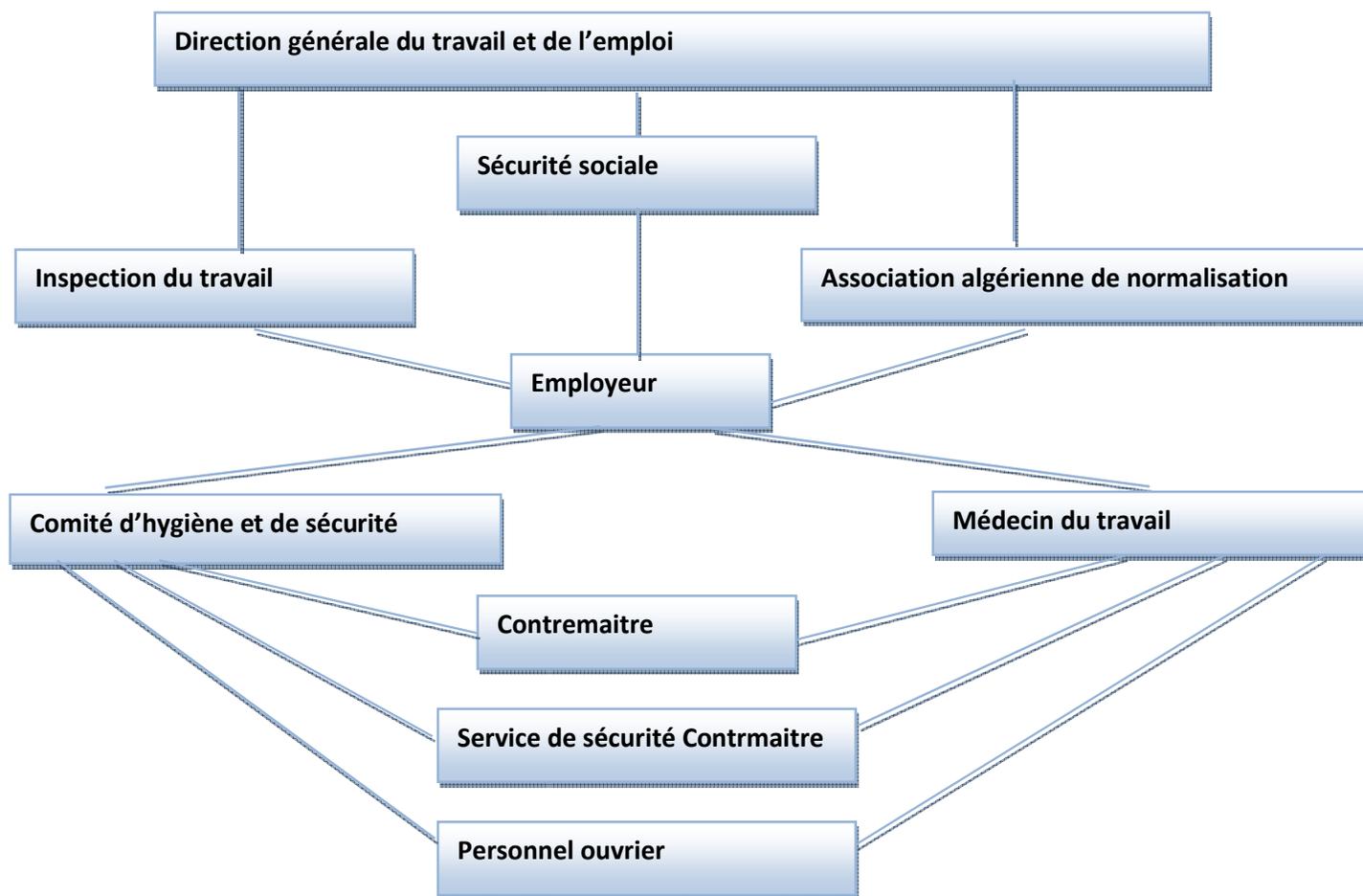


Figure VIII.01 : Organigramme de la prévention.

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

VIII.5. Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VIII- 01 : 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.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

Conclusion

Générale

Conclusion général

La willaya de Médéa est une région agricole et la construction des barrages tels que Béni-Slimane sur oued el Mellah viendra fortifier et favoriser le développement du secteur de l'agriculture, assurer l'approvisionnement en eau des populations ce qui permettra de les maintenir 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 l'étude de l'A.P.D du barrage Béni Slimane sur l'oued Mellah ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction des ouvrages annexes du barrage Béni Slimane sur l'oued Mellah n'implique aucune difficulté technique particulière.

Le barrage Béni Slimane peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures

- La réalisation de barrage Béni Slimane offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de l'A.P.D et d'exécution des ouvrages annexes sauf l'évacuateur de crue et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Bibliographie

- [1]. Meme B.TOUAIBIA (ENSH).Manuel pratique d'hydrologie
- [2]. Meme B.TOUAIBIA –Les Retenues (Régularisation Des Débits) – BLIDA 2001.
- [3]. Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages (ANBT).
- [4] B.REMMINI (université Saad Dahleb Blida).hydraulique appliquée.
- [5] Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale.
- [6] A. AMMARI .cours mécanique des fluides.
- [7] PHILIPPE FICHOU. Mécanique des fluides
- [8] M.K.MIHOUBI., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- [9] Note de calcul C.T.C CHLEF.
- [10] M.HASSANE, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- [11] N.SLAHDLI, 2008. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur l'Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- [12]H DAHMANI 2007. Etude de faisabilité d'un barrage sur oued BAKH BAKH (W Stif.) Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique

ANNEXES

Calcul de la composante interannuelle pour la méthode de Kristly-Menkel.

n	\sqrt{n}	Cv(n)	Cs(n)	F(n)p%	Kp%	Zp%
1	1	0,365	0,53	-0,85	0,68975	0,21025
2	1,414214	0,25809398	0,37476659	-0,85	0,78062	0,24
3	1,732051	0,21073285	0,30599564	-0,85	0,820877	0,23736876
4	2	0,1825	0,265	-0,85	0,844875	0,2205
5	2,236068	0,16323296	0,23702321	-0,85	0,861252	0,19374009
6	2,44949	0,14901063	0,21637159	-0,85	0,873341	0,15995419
7	2,645751	0,13795703	0,20032117	-0,85	0,882737	0,12084434
8	2,828427	0,12904699	0,1873833	-0,85	0,89031	0,07751952
9	3	0,12166667	0,17666667	-0,85	0,896583	0,03075
10	3,162278	0,11542313	0,16760072	-0,85	0,90189	-0,01890336
11	3,316625	0,11005164	0,15980101	-0,85	0,906456	-0,07101716
12	3,464102	0,10536642	0,15299782	-0,85	0,910439	-0,12526247
13	3,605551	0,10123279	0,14699555	-0,85	0,913952	-0,18137772
14	3,741657	0,09755035	0,14164846	-0,85	0,917082	-0,2391508
15	3,872983	0,09424259	0,13684541	-0,85	0,919894	-0,29840692
16	4	0,09125	0,1325	-0,85	0,922438	-0,359
17	4,123106	0,0885255	0,12854388	-0,85	0,924753	-0,42080648
18	4,242641	0,08603133	0,1249222	-0,85	0,926873	-0,48372073
19	4,358899	0,08373674	0,12159034	-0,85	0,928824	-0,5476516
20	4,472136	0,08161648	0,1185116	-0,85	0,930626	-0,61251982
21	4,582576	0,07964953	0,11565548	-0,85	0,932298	-0,67825589
22	4,690416	0,07781826	0,11299638	-0,85	0,933854	-0,74479851
23	4,795832	0,07610776	0,11051264	-0,85	0,935308	-0,81209327
24	4,898979	0,07450531	0,1081858	-0,85	0,93667	-0,88009161
25	5	0,073	0,106	-0,85	0,93795	-0,94875
26	5,09902	0,07158239	0,10394155	-0,85	0,939155	-1,0180292
27	5,196152	0,07024428	0,10199855	-0,85	0,940292	-1,08789371
28	5,291503	0,06897852	0,10016059	-0,85	0,941368	-1,15831131
29	5,385165	0,06777788	0,09841853	-0,85	0,942388	-1,22925262
30	5,477226	0,06663958	0,09676432	-0,85	0,943356	-1,30069077
31	5,567764	0,06555594	0,09519081	-0,85	0,944277	-1,37260111
32	5,656854	0,06452349	0,09369165	-0,85	0,945155	-1,44496097
33	5,744563	0,06353834	0,09226116	-0,85	0,945992	-1,51774944
34	5,830952	0,06259698	0,09089425	-0,85	0,946793	-1,59094717
35	5,91608	0,06169626	0,08958635	-0,85	0,947558	-1,66453625
36	6	0,06083333	0,08833333	-0,85	0,948292	-1,7385
37	6,082763	0,06000563	0,08713146	-0,85	0,948995	-1,81282292
38	6,164414	0,05921082	0,08597735	-0,85	0,949671	-1,88749056
39	6,244998	0,05844678	0,08486792	-0,85	0,95032	-1,96248937

Série des pluies mensuelles interannuelles.

Année	Sep	Oct	Nov	Des	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuelle
1970	0	4,5	3,5	35,6	64,1	9	43,9	18,6	26,5	3,1	17,5	0	226,3
1971	8,3	12,4	96,6	19,3	165,1	90,2	75,2	60,5	3,1	20,6	0	1,8	553,1
1972	53,5	69	32,2	97,8	91,3	104,5	57,7	54,4	0	0	0	0	560,4
1973	34,1	0	5,5	69,6	6,5	78,2	154,2	47,4	31,5	0	0	0	427
1974	17,9	39,8	68,1	2,8	103,1	38,6	62,2	7,1	11,3	3,3	0	5,6	359,8
1975	8,8	0	97,2	29,6	29,5	86,5	45	63,8	68,1	26,4	40,2	11	506,1
1976	34,7	51,1	41,6	43,5	47	8,4	7,1	57,3	40,5	9,7	1,2	42	384,1
1977	0	1,3	53,3	14,1	36	17,4	47,7	59,5	65,8	0	0	2	297,1
1978	0,5	77	49,4	4,5	50,1	86,3	47,9	29	14,4	6,4	0	3,3	368,8
1979	71,8	55,8	44,1	41,4	85,4	10,2	62,3	67,6	16,4	0	0	0	455
1980	0	11,1	42	103	16,1	43,9	23,4	44,9	14,2	16,3	0	0	314,9
1981	1,6	17,3	2,1	70,9	92,1	39,2	38,7	37,7	63,7	36,4	0	3,8	403,5
1982	20,3	54,6	82	43,8	0	29,9	11,4	33,6	6,5	0	23,6	13,7	319,4
1983	1,5	3,3	16,5	22,5	30,2	71,3	24,4	38,5	21,3	17,5	0	3,5	250,5
1984	3,2	99,3	28,7	56,5	22,5	31,7	53,7	12,3	62,3	0	8,8	0	379
1985	26,3	11,7	55	27,9	37,1	36,5	107,5	6,5	2,9	9,7	0	11,1	332,2
1986	19,9	29	43,4	62,1	71,6	72,7	11,2	3,5	11,8	26,7	0	0	351,9
1987	0,4	25,5	60,7	29,5	9,2	22,6	31,8	37,3	24,7	4,6	2,6	0	248,9
1988	33	15,8	12,8	178,1	15,6	23,8	27,6	88,5	4,5	25,6	24,8	23,7	473,8
1989	20,4	4,5	11,6	10	39,4	0	61,7	38,4	96,3	22,4	54	0	358,7
1990	22	15,3	37,6	48,1	36	65,7	66,3	20	14,8	4,3	3,2	0	333,3
1991	5,5	70,8	6,9	4,8	83	8,7	57,5	61,8	77,4	19,4	21,7	0	417,5
1992	16,1	36	62,7	22,8	16,5	45,3	8,6	38,1	37,4	13,5	0	7,2	304,2
1993	49,7	12,3	18,8	29,8	40,1	38	0	46,4	2,5	0	0	3,7	241,3
1994	53,4	51,5	25,8	33	138	31	78,2	3,3	0	19	0	12,6	445,8
1995	15,6	33,1	10	8	30,7	77,7	29,6	80	43,7	51,2	12	9,7	401,3
1996	16,3	8,3	15,5	32,4	36,9	14,8	2,5	58,8	20,1	2,4	0	21,2	229,2
1997	47,1	42,6	53,3	55,9	13	59,6	7,8	18,1	144,2	4,5	0	11,5	457,6
1998	57	29,8	63,4	21	59,5	47,4	76,2	0,6	22,8	0,8	0,9	3,6	383
1999	42	13,2	29,7	116	6	3,2	7	17,5	12,1	4	0	10	260,7
2000	13,3	53	35,1	36,2	94,2	28,7	0	40	9,3	4,7	0	5,2	319,7
2001	33	2,2	24,9	14,9	23,8	23,6	9,7	8,4	2	0	15,9	39,6	198
2002	25,4	11,2	75,4	69,5	92,6	67,8	5,5	74	35,6	0,2	0	3,2	460,4
2003	78,6	89,2	50,2	93,9	38,5	9,9	28,6	36,9	92,1	0,4	20,9	15,4	554,6
2004	7,7	24	28,6	78,9	51,6	63,2	10,7	8,1	1,2	4,7	10,5	0	289,2
2005	12,8	52	41,7	51	70,4	72	25,5	46,2	43,8	6,9	3,3	0	425,6
2006	47,9	4,5	30	58,2	5,1	48,1	135,9	69,7	24,7	8,7	9	2,8	444,6
2007	141,1	54,8	74,6	19,6	8	35,6	45,6	6,9	104,5	18,4	0,6	0,5	510,2
2008	41,8	35,4	37,1	61,7	53,8	20,2	52,7	66,5	27,2	0	0	10	406,4
2009	83	19,3	70	81,9	47,1	80,6	62,7	10,8	44,7	2,5	0	45,4	548
2010	4,6	50,8	68,7	32,6	29,9	83,5	29,5	74,7	15	2,7	1,2	3	396,2
Moyen	28,54	31,52	41,62	47,14	48,45	44,52	42,31	38,86	33,19	9,68	6,63	7,95	380,42

Série des apports et débits moyens annuels

Année	Apport (Hm ³)	Débit (m ³ /s)
1970 - 1971	3,8	59
1971 - 1972	30,5	46,3
1972 - 1973	19,6	91,5
1973 - 1974	22	76,5
1974 - 1975	9,1	63,4
1975 - 1976	20,1	189,2
1976 - 1977	10,4	73,7
1977 - 1978	6,6	85,5
1978 - 1979	15,6	58,5
1979 - 1980	13,5	31,4
1980 - 1981	12,3	65,4
1981 - 1982	16,7	70
1982 - 1983	12,1	89,4
1983 - 1984	3,5	78,4
1984 - 1985	8,3	92,5
1985 - 1986	16,8	110,00
1986 - 1987	21,05	93,00
1987 - 1988	5,40	47,50
1988 - 1989	7,49	58,50
1989 - 1990	8,34	98,50
1990 - 1991	9,08	67,70
1991 - 1992	17,36	63,60
1992 - 1993	13,91	47,50
1993 - 1994	2,80	66,90
1994 - 1995	20,93	80,00
1995 - 1996	15,27	63,60
1996 - 1997	6,20	7,60
1997 - 1998	13,7	41,10
1998 - 1999	12,24	33,50
1999 - 2000	13,05	22,50
2000 - 2001	11,5	68,20
2001 - 2002	16,29	508,00
2002 - 2003	18,07	98,00
2003 - 2004	17,98	100,00
2004 - 2005	16,21	98,50
2005 - 2006	16,34	75,20
2006 - 2007	16,96	65,40
2007 - 2008	13,66	46,90
2008 - 2009	9,63	30,40
Moyen	13,45	81,10

Série non classée pour le teste de la médiane

années	Pjmax (mm)	signe
1970	26.5	-
1971	42	+
1972	30	-
1973	56.9	+
1974	50.6	+
1975	51.5	+
1976	22.8	-
1977	21.7	-
1978	23.3	-
1979	49.5	+
1980	29.2	-
1981	27.5	-
1982	28	-
1983	33	-
1984	38	+
1985	39.7	+
1986	24.9	-
1987	24.4	-
1988	41.3	+
1989	50.9	+
1990	27.8	-
1991	50.1	+
1992	35	+
1993	29.1	-
1994	34.2	+
1995	30.2	-
1996	17.9	-
1997	32.4	-
1998	46.4	+
1999	55	+
2000	28.1	-
2001	19	-
2002	27.4	-
2003	48.4	+
2004	22.1	-
2005	44.9	+
2006	55.2	+
2007	77.4	+
2008	34.3	+
2009	40.5	+
2010	33.3	+

série classée pour le teste de la médiane

années	Pjmax(mm)
1996	17.9
2001	19
1977	21.7
2004	22.1
1976	22.8
1978	23.3
1987	24.4
1986	24.9
1970	26.5
2002	27.4
1981	27.5
1990	27.8
1982	28
2000	28.1
1993	29.1
1980	29.2
1972	30
1995	30.2
1997	32.4
1983	33
2010	33.3
1994	34.2
2008	34.3
1992	35
1984	38
1985	39.7
2009	40.5
1988	41.3
1971	42
2005	44.9
1998	46.4
2003	48.4
1979	49.5
1991	50.1
1974	50.6
1989	50.9
1975	51.5
1999	55
2006	55.2
1973	56.9
2007	77.4

Tableau : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

Barrage N°	b (m)	h (m)	Hb (m)	Coût (DA)				
				Digue	Déversoir	Canal d'approche	Coursier	Global
1	20	2.4	69,9	1595339507	17491500	26075000	48430892,2	1687336899
2	30	1,9	69,4	1575478125	21418125	33950000	49943674,8	1680789925
3	40	1.7	69,2	1564059313	24845000	42350000	50668816,9	1681923130
4	50	1.5	69	1556615602	28021875	50750000	51376015,2	1686763492
5	60	1.3	68,8	1550498806	30627750	59150000	52065029,8	1692341586
6	70	1.2	68,7	1545265413	32733750	67725000	52397396,4	1698121559
7	80	1.15	68,65	1541346169	34840000	76387500	52762603,1	1705336272
8	90	1.10	68,6	1537866570	36626625	85050000	53095923,0	1712639118

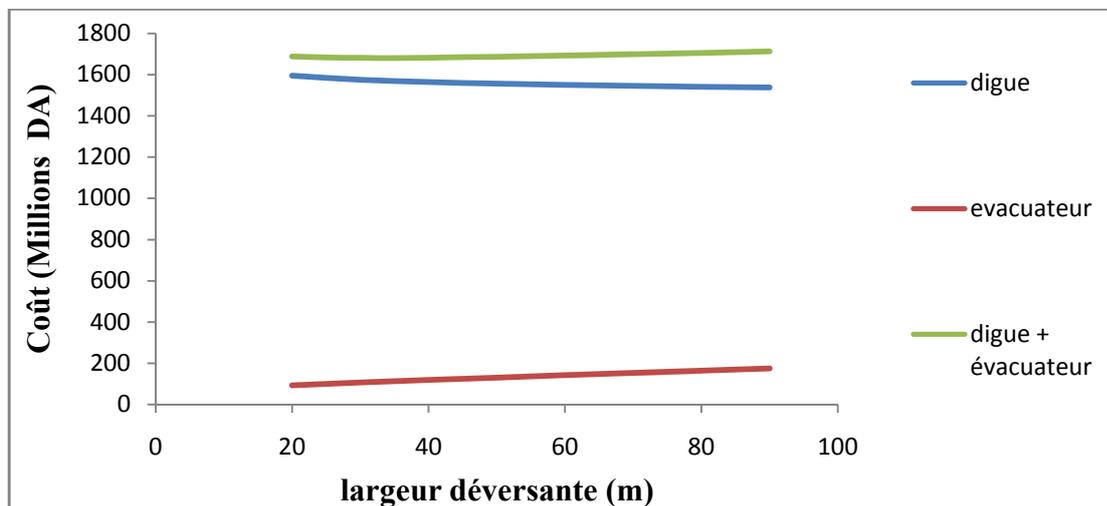


Figure: courbe d'optimisation

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et 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 « $b = 30$ m ce qui correspond à une hauteur déversée $h = 2.00$ m et un débit laminé $Q = 170.53$ m³/s.

Laminage pour b=30m.

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
0	0,00	0,77	0,7445	0,0013401	32,95	0,0255
0,5	1,53	3,82	3,7538209	0,00675688	32,95099	0,0661791
1	6,11	9,94	9,6704254	0,01740677	32,95594	0,2695746
1,5	13,76	19,11	18,3134462	0,0329642	32,968765	0,79655385
2	24,45	31,33	29,5124007	0,05312232	32,993614	1,81759926
2,5	38,21	46,62	43,1574859	0,07768347	33,033646	3,46251414
3	55,02	64,96	59,0633964	0,10631411	33,092884	5,89660356
3,5	74,89	86,35	77,0810991	0,13874598	33,174955	9,26890095
4	97,81	110,81	97,085998	0,1747548	33,283378	13,724002
4,5	123,80	138,32	118,919784	0,21405561	33,421519	19,4002157
5	152,83	168,88	142,463379	0,25643408	33,592276	26,4166208
5,5	184,93	202,51	167,626949	0,30172851	33,798322	34,883051
6	220,08	239,19	194,289166	0,3497205	34,042123	44,9008341
6,5	258,29	278,93	222,371645	0,40026896	34,32583	56,5583547
7	299,56	311,78	241,857082	0,43534275	34,651081	69,9229183
7,28	324,00	316,28	231,756613	0,4171619	35,00641	84,5233869
7,5	308,56	291,02	192,170174	0,34590631	35,35507	98,8498263
8	273,47	262,23	150,388009	0,27069842	35,671258	111,841991
8,5	250,98	239,74	116,561483	0,20981067	35,947153	123,178517
9	228,49	217,55	84,8632983	0,15275394	36,178552	132,686702
9,5	206,61	197,68	57,1658999	0,10289862	36,369046	140,5141
10	188,74	180,03	33,2228431	0,05980112	36,522199	146,807157
10,5	171,31	162,60	4,74846744	0,00854724	36,790984	157,851533
11	153,88	146,32	-13,0355498	-0,02346399	36,827587	159,35555
11,5	138,75	131,18	-28,7872156	-0,05181699	36,842473	159,967216
12	123,61	117,11	-42,6841445	-0,07683146	36,838261	159,794144
12,5	110,6	104,10	-54,8358155	-0,09870447	36,817372	158,935815
13	97,59	92,07	-65,4143112	-0,11774576	36,782047	157,484311
13,5	86,55	81,03	-74,492839	-0,13408711	36,734311	155,522839
14	75,51	70,89	-82,2372098	-0,14802698	36,676009	153,12721
14,5	66,27	61,65	-88,7191668	-0,1596945	36,608887	150,369167
15	57,03	53,24	-94,073057	-0,1693315	36,534511	147,313057
15,5	49,44	45,65	-98,3647216	-0,1770565	36,45424	144,014722
16	41,85	38,80	-101,726674	-0,18310801	36,369352	140,526674
16,5	35,74	32,69	-104,208098	-0,18757458	36,281044	136,898098
17	29,63	27,24	-105,927455	-0,19066942	36,190252	133,167455
17,5	24,85	22,46	-106,913574	-0,19244443	36,097921	129,373574
18	20,06	18,24	-107,308999	-0,1931562	36,004843	125,548999
18,5	16,43	14,62	-107,102945	-0,1927853	35,911729	121,722945
19	12,81					

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
19	12.81	11,5	-106,422777	-0,191561	35,819245	117,922777
19,5	10.19	8,88	-105,287357	-0,18951724	35,72785	114,167357
20	7.56	6,67	-103,808502	-0,1868553	35,638075	110,478502
20,5	5.77	4,88	-101,992484	-0,18358647	35,550316	103,364097
21	3.98	3,43	-99,934097	-0,17988137	35,464933	99,9633242
21,5	2.87	2,32	-97,6433242	-0,17575798	35,382169	96,6753435
22	1.76	1,47	-95,5053435	-0,17190962	35,30215	93,5079209
22,5	1.17	0,87	-92,3379209	-0,16620826	35,225065	90,4621657
23	0.57	0,41	-90,0521657	-0,1620939	35,150941	87,5399271
23.5	0.25	0,20	-87,3699271	-0,15726587	35,079823	84,741205
24	0.15	0,12	-84,671205	-0,15240817	35,011711	82,0611919
24.5	0.09	0,06	-79,4961898	-0,14309314	34,946488	79,4961898
25	0.03	0,02	-77,0406514	-0,13867317	34,884064	77,0406514
25.5	0.00	0,00	-74,6893994	-0,13444092	34,824304	74,6893994
26	0.00	0,00	- 51.71	- 0.093078	36.097921	74.79
26.5	0.00	0,00	-72,4365169	-0,13038573	34,767082	72,4365169
27	0.00	0,00	-70,2775661	-0,12649962	34,712254	70,2775661
27.5	0.00	0,00	-68,2088489	-0,12277593	34,659712	68,2088489
28	0.00	0,00	-66,2229692	-0,11920134	34,609366	66,2229692
28.5	0.00	0,00	-64,3162289	-0,11576921	34,561036	64,3162289
29	0.00	0,00	-62,4849298	-0,11247287	34,514632	62,4849298
29.5	0.00	0,00	-60,7261134	-0,109307	34,470064	60,7261134
30	0.00	0,00	-59,0355064	-0,10626391	34,42726	59,0355064
30.5	0.00	0,00	-57,4083424	-0,10333502	34,386116	57,4083424
31	0.00	0,00	-55,8418273	-0,10051529	34,346516	55,8418273
31.5	0.00	0,00	-54,3337421	-0,09780074	34,308392	54,3337421
32	0.00	0,00	-52,8826077	-0,09518869	34,27169	52,8826077
32.5	0.00	0,00	-51,4847259	-0,09267251	34,236374	51,4847259
33	0.00	0,00	-48,8331882	-0,08789974	34,202354	48,8331882
33.5	0.00	0,00	-47,5765738	-0,08563783	34,137824	47,5765738
34	0.00	0,00	-46,3628574	-0,08345314	34,107242	46,3628574
34.5	0.00	0,00	-45,1927785	-0,081347	34,077704	45,1927785
35	0.00	0,00	-44,0633788	-0,07931408	34,049228	44,0633788
35.5	0.00	0,00	-42,97096	-0,07734773	34,021742	42,97096
36	0.00	0,00	-41,9140431	-0,07544528	33,995156	41,9140431
36.5	0.00	0,00	-40,8918882	-0,0736054	33,969434	40,8918882
37	0.00	0,00	-39,9022767	-0,0718241	33,944558	39,9022767
37.5	0.00	0,00	-38,9452084	-0,07010138	33,920474	38,9452084
38	0.00	0,00				

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
38.5	0.00	0.00				
39	0.00	0.00	-38,0192041	-0,06843457	33,897182	38,0192041
39.5	0.00	0.00	-37,1227847	-0,06682101	33,874646	37,1227847
40	0.00	0.00	-36,2559501	-0,06526071	33,85283	36,2559501
40.5	0.00	0.00	-35,4157417	-0,06374834	33,831734	35,4157417
41	0.00	0.00	-34,6006805	-0,06228122	33,811286	34,6006805
41.5	0.00	0.00	-33,8092871	-0,06085672	33,79145	33,8092871
42	0.00	0.00	-33,0415615	-0,05947481	33,77219	33,0415615
42.5	0.00	0.00	-32,2967642	-0,05813418	33,753506	32,2967642
43	0.00	0.00	-31,5741555	-0,05683348	33,73538	31,5741555
43.5	0.00	0.00	-30,8722561	-0,05557006	33,717794	30,8722561
44	0.00	0.00	-30,1918057	-0,05434525	33,700712	30,1918057
44.5	0.00	0.00	-29,531325	-0,05315639	33,684152	29,531325
45	0.00	0.00	-28,8900745	-0,05200213	33,668078	28,8900745
45.5	0.00	0.00	-28,2680541	-0,0508825	33,652472	28,2680541
46	0.00	0.00	-27,6637845	-0,04979481	33,637334	27,6637845
46.5	0.00	0.00	-27,0757866	-0,04873642	33,622628	27,0757866
47	0.00	0.00	-26,5033207	-0,04770598	33,608318	26,5033207
47.5	0.00	0.00	-25,9463869	-0,0467035	33,594386	25,9463869
48	0.00	0.00	-25,4042454	-0,04572764	33,580832	25,4042454
48.5	0.00	0.00	-24,8761567	-0,04477708	33,567638	24,8761567
49	0.00	0.00	-24,3621208	-0,04385182	33,554786	24,3621208
49.5	0.00	0.00	-23,8621377	-0,04295185	33,542276	23,8621377
50	0.00	0.00	-23,3754678	-0,04207584	33,530108	23,3754678
50.5	0.00	0.00	-22,9013713	-0,04122247	33,518264	22,9013713
51	0.00	0.00	-22,4398485	-0,04039173	33,506726	22,4398485
51.5	0.00	0.00	-21,9908991	-0,03958362	33,495494	21,9908991
52	0.00	0.00	-21,5537837	-0,03879681	33,484568	21,5537837
52.5	0.00	0.00	-21,1285022	-0,0380313	33,47393	21,1285022
53	0.00	0.00	-20,714315	-0,03728577	33,46358	20,714315
53.5	0.00	0.00	-20,3112221	-0,0365602	33,4535	20,3112221
54	0.00	0.00	-19,9184839	-0,03585327	33,44369	19,9184839
54.5	0.00	0.00	-19,5346211	-0,03516232	33,434132	19,5346211
55	0.00	0.00	-19,1596338	-0,03448734	33,42479	19,1596338
55.5	0.00	0.00	-18,7935219	-0,03382834	33,415664	18,7935219
56	0.00	0.00	-18,4355458	-0,03318398	33,406754	18,4355458
56.5	0.00	0.00	-18,0857055	-0,03255427	33,398042	18,0857055

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
56.5	0.00	0.00	-17,7440011	-0,0319392	33,389528	17,7440011
57	0.00	0.00	-17,4096928	-0,03133745	33,381212	17,4096928
57.5	0.00	0.00	-17,0827808	-0,03074901	33,373076	17,0827808
58	0.00	0.00	-16,7640046	-0,03017521	33,36512	16,7640046
58.5	0.00	0.00	-16,4518849	-0,02961339	33,357362	16,4518849
59	0.00	0.00	-16,1471615	-0,02906489	33,349766	16,1471615
59.5	0.00	0.00	-15,8490946	-0,02852837	33,34235	15,8490946
60	0.00	0.00	-15,5576844	-0,02800383	33,335096	15,5576844
60.5	0.00	0.00	-15,2729307	-0,02749128	33,328004	15,2729307
61	0.00	0.00	-14,9948335	-0,0269907	33,321074	14,9948335
61.5	0.00	0.00	-14,723393	-0,02650211	33,314306	14,723393
62	0.00	0.00	-14,4578694	-0,02602416	33,3077	14,4578694
62.5	0.00	0.00	-14,1982628	-0,02555687	33,301238	14,1982628
63	0.00	0.00	-13,9445731	-0,02510023	33,29492	13,9445731
63.5	0.00	0.00	-13,6968004	-0,02465424	33,288746	13,6968004
64	0.00	0.00	-13,4549447	-0,0242189	33,282716	13,4549447
64.5	0.00	0.00	-13,2182663	-0,02379288	33,27683	13,2182663
65	0.00	0.00	-12,9867652	-0,02337618	33,27107	12,9867652
65.5	0.00	0.00	-12,7611811	-0,02297013	33,265436	12,7611811
66	0.00	0.00	-12,5400348	-0,02257206	33,259946	12,5400348
66.5	0.00	0.00	-12,3240657	-0,02218332	33,254564	12,3240657
67	0.00	0.00	-12,1125344	-0,02180256	33,249308	12,1125344
67.5	0.00	0.00	-11,9047012	-0,02142846	33,24416	11,9047012
68	0.00	0.00	-11,7005661	-0,02106102	33,239102	11,7005661
68.5	0.00	0.00	-11,500129	-0,02070023	33,234134	11,500129
69	0.00	0.00	-11,3026505	-0,02034477	33,229256	11,3026505
69.5	0.00	0.00	-11,1088701	-0,01999597	33,22445	11,1088701
70	0.00	0.00	-10,9187877	-0,01965382	33,219734	10,9187877
70.5	0.00	0.00	-10,7316639	-0,01931699	33,215108	10,7316639
71	0.00	0.00	-10,5482381	-0,01898683	33,210554	10,5482381
71.5	0.00	0.00	-10,3677708	-0,01866199	33,20609	10,3677708
72	0.00	0.00	-10,1910016	-0,0183438	33,201698	10,1910016
72.5	0.00	0.00	-10,0171909	-0,01803094	33,197396	10,0171909
73	0.00	0.00	-9,84633872	-0,01772341	33,193166	9,84633872
73.5	0.00	0.00	-9,67844498	-0,0174212	33,189008	9,67844498
74	0.00	0.00	-9,51350972	-0,01712432	33,184922	9,51350972
74.5	0.00	0.00				

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
74.5	0.00	0.00	-9,35153294	-0,01683276	33,180908	9,35153294
75	0.00	0.00	-9,19251464	-0,01654653	33,176966	9,19251464
75.5	0.00	0.00	-9,03645482	-0,01626562	33,173096	9,03645482
76	0.00	0.00	-8,88335348	-0,01599004	33,169298	8,88335348
76.5	0.00	0.00	-8,732471	-0,01571845	33,165572	8,732471
77	0.00	0.00	-8,584547	-0,01545218	33,1619	8,584547
77.5	0.00	0.00	-8,43958148	-0,01519125	33,1583	8,43958148
78	0.00	0.00	-8,29683482	-0,0149343	33,154772	8,29683482
78.5	0.00	0.00	-8,15704664	-0,01468268	33,151298	8,15704664
79	0.00	0.00	-8,01947732	-0,01443506	33,147896	8,01947732
79.5	0.00	0.00	-7,88412686	-0,01419143	33,144548	7,88412686
80	0.00	0.00	-7,75173488	-0,01395312	33,141254	7,75173488
80.5	0.00	0.00	-7,62156176	-0,01371881	33,138032	7,62156176
81	0.00	0.00	-7,4936075	-0,01348849	33,134864	7,4936075
81.5	0.00	0.00	-7,3678721	-0,01326217	33,13175	7,3678721
82	0.00	0.00	-7,24435556	-0,01303984	33,12869	7,24435556
82.5	0.00	0.00	-7,12305788	-0,0128215	33,125684	7,12305788
83	0.00	0.00	-7,00397906	-0,01260716	33,122732	7,00397906
83.5	0.00	0.00	-6,8871191	-0,01239681	33,119834	6,8871191
84	0.00	0.00	-6,772478	-0,01219046	33,11699	6,772478
84.5	0.00	0.00	-6,65931614	-0,01198677	33,1142	6,65931614
85	0.00	0.00	-6,54837314	-0,01178707	33,111446	6,54837314
85.5	0.00	0.00	-6,439649	-0,01159137	33,108746	6,439649
86	0.00	0.00	-6,3324041	-0,01139833	33,1061	6,3324041
86.5	0.00	0.00	-6,22737806	-0,01120928	33,10349	6,22737806
87	0.00	0.00	-6,12383126	-0,0110229	33,100934	6,12383126
87.5	0.00	0.00	-6,02250332	-0,01084051	33,098414	6,02250332
88	0.00	0.00	-5,92265462	-0,01066078	33,095948	5,92265462
88.5	0.00	0.00	-5,82502478	-0,01048504	33,093518	5,82502478
89	0.00	0.00	-5,72887418	-0,01031197	33,091142	5,72887418
89.5	0.00	0.00	-5,63420282	-0,01014157	33,088802	5,63420282
90	0.00	0.00	-5,54175032	-0,00997515	33,086498	5,54175032
90.5	0.00	0.00	-5,45077706	-0,0098114	33,084248	5,45077706
91	0.00	0.00	-5,36128304	-0,00965031	33,082034	5,36128304
91.5	0.00	0.00	-5,27326826	-0,00949188	33,079856	5,27326826
92	0.00	0.00	-5,18673272	-0,00933612	33,077714	5,18673272
92.5	0.00	0.00	-5,10241604	-0,00918435	33,075608	5,10241604
93	0.00	0.00	-5,0195786	-0,00903524	33,073556	5,0195786
93.5	0.00	0.00	-4,9382204	-0,0088888	33,07154	4,9382204
94	0.00	0.00	-4,85760182	-0,00874368	33,06956	4,85760182
94.5	0.00	0.00	-4,85760182	-0,00874368	33,06956	4,85760182

Laminage pour b=30m. (Suite)

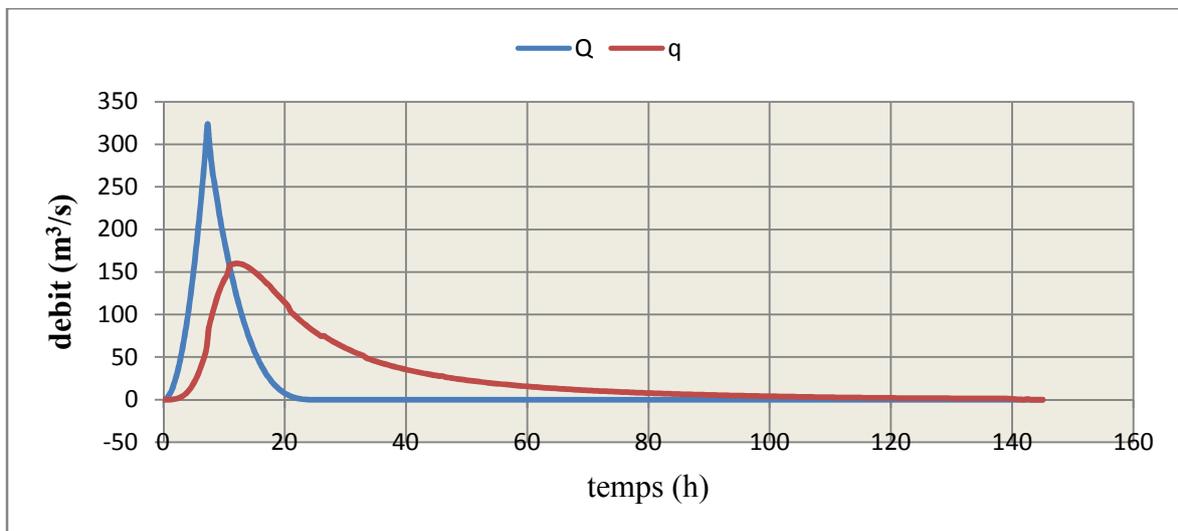
Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
94.5	0.00	0.00	-4,77846248	-0,00860123	33,067598	4,77846248
95	0.00	0.00	-4,70080238	-0,00846144	33,065672	4,70080238
95.5	0.00	0.00	-4,62462152	-0,00832432	33,063782	4,62462152
96	0.00	0.00	-4,5499199	-0,00818986	33,061928	4,5499199
96.5	0.00	0.00	-4,47669752	-0,00805806	33,06011	4,47669752
97	0.00	0.00	-4,40421476	-0,00792759	33,058328	4,40421476
97.5	0.00	0.00	-4,33321124	-0,00779978	33,056564	4,33321124
98	0.00	0.00	-4,26294734	-0,00767331	33,054836	4,26294734
98.5	0.00	0.00	-4,19416268	-0,00754949	33,053126	4,19416268
99	0.00	0.00	-4,12611764	-0,00742701	33,051452	4,12611764
99.5	0.00	0.00	-4,05955184	-0,00730719	33,049796	4,05955184
100	0.00	0.00	-3,99372566	-0,00718871	33,048176	3,99372566
100.5	0.00	0.00	-3,92937872	-0,00707288	33,046574	3,92937872
101	0.00	0.00	-3,8657714	-0,00695839	33,045008	3,8657714
101.5	0.00	0.00	-3,80364332	-0,00684656	33,04346	3,80364332
102	0.00	0.00	-3,74225486	-0,00673606	33,041948	3,74225486
102.5	0.00	0.00	-3,68160602	-0,00662689	33,040454	3,68160602
103	0.00	0.00	-3,62243642	-0,00652039	33,038978	3,62243642
103.5	0.00	0.00	-3,56400644	-0,00641521	33,037538	3,56400644
104	0.00	0.00	-3,50631608	-0,00631137	33,036116	3,50631608
104.5	0.00	0.00	-3,44936534	-0,00620886	33,034712	3,44936534
105	0.00	0.00	-3,39389384	-0,00610901	33,033326	3,39389384
105.5	0.00	0.00	-3,33916196	-0,00601049	33,031976	3,33916196
106	0.00	0.00	-3,2851697	-0,00591331	33,030644	3,2851697
106.5	0.00	0.00	-3,23191706	-0,00581745	33,02933	3,23191706
107	0.00	0.00	-3,17940404	-0,00572293	33,028034	3,17940404
107.5	0.00	0.00	-12,5637026	-0,02261466	33,026756	3,1235437
108	0.00	0.00	-3,0780761	-0,00554054	33,25514	3,0780761
108.5	0.00	0.00	-3,02852156	-0,00545134	33,02429	3,02852156
109	0.00	0.00	-2,97970664	-0,00536347	33,023084	2,97970664
109.5	0.00	0.00	-2,93163134	-0,00527694	33,021896	2,93163134
110	0.00	0.00	-2,88429566	-0,00519173	33,020726	2,88429566
110.5	0.00	0.00	-2,8376996	-0,00510786	33,019574	2,8376996
111	0.00	0.00	-2,79184316	-0,00502532	33,01844	2,79184316
111.5	0.00	0.00	-2,74672634	-0,00494411	33,017324	2,74672634
112	0.00	0.00	-2,70234914	-0,00486423	33,016226	2,70234914
112.5	0.00	0.00	-2,65871156	-0,00478568	33,015146	2,65871156
113	0.00	0.00	-2,65871156	-0,00478568	33,015146	2,65871156

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
113	0.00	0.00	-2,6158136	-0,00470846	33,014084	2,6158136
113.5	0.00	0.00	-2,57365526	-0,00463258	33,01304	2,57365526
114	0.00	0.00	-2,49155744	-0,0044848	33,012014	2,49155744
114.5	0.00	0.00	-2,45161796	-0,00441291	33,010016	2,45161796
115	0.00	0.00	-2,4124181	-0,00434235	33,009044	2,4124181
115.5	0.00	0.00	-2,37395786	-0,00427312	33,00809	2,37395786
116	0.00	0.00	-2,33623724	-0,00420523	33,007154	2,33623724
116.5	0.00	0.00	-2,29925624	-0,00413866	33,006236	2,29925624
117	0.00	0.00	-2,26301486	-0,00407343	33,005336	2,26301486
117.5	0.00	0.00	-2,2275131	-0,00400952	33,004454	2,2275131
118	0.00	0.00	-2,19275096	-0,00394695	33,00359	2,19275096
118.5	0.00	0.00	-2,15946806	-0,00388704	33,002744	2,15946806
119	0.00	0.00	-2,12692478	-0,00382846	33,001934	2,12692478
119.5	0.00	0.00	-2,09512112	-0,00377122	33,001142	2,09512112
120	0.00	0.00	-2,0647967	-0,00371663	33,000368	2,0647967
120.5	0.00	0.00	-2,03595152	-0,00366471	32,99963	2,03595152
121	0.00	0.00	-2,00784596	-0,00361412	32,998928	2,00784596
121.5	0.00	0.00	-1,98048002	-0,00356486	32,998244	1,98048002
122	0.00	0.00	-1,9316651	-0,003477	32,997578	1,9316651
122.5	0.00	0.00	-1,9057784	-0,0034304	32,99639	1,9057784
123	0.00	0.00	-1,88063132	-0,00338514	32,99576	1,88063132
123.5	0.00	0.00	-1,85622386	-0,0033412	32,995148	1,85622386
124	0.00	0.00	-1,83255602	-0,0032986	32,994554	1,83255602
124.5	0.00	0.00	-1,8096278	-0,00325733	32,993978	1,8096278
125	0.00	0.00	-1,7874392	-0,00321739	32,99342	1,7874392
125.5	0.00	0.00	-1,76599022	-0,00317878	32,99288	1,76599022
126	0.00	0.00	-1,74528086	-0,00314151	32,992358	1,74528086
126.5	0.00	0.00	-1,72531112	-0,00310556	32,991854	1,72531112
127	0.00	0.00	-1,706081	-0,00307095	32,991368	1,706081
127.5	0.00	0.00	-1,6875905	-0,00303766	32,9909	1,6875905
128	0.00	0.00	-1,66983962	-0,00300571	32,99045	1,66983962
128.5	0.00	0.00	-1,65282836	-0,00297509	32,990018	1,65282836
129	0.00	0.00	-1,63655672	-0,0029458	32,989604	1,63655672
129.5	0.00	0.00	-1,6210247	-0,00291784	32,989208	1,6210247
130	0.00	0.00	-1,6062323	-0,00289122	32,98883	1,6062323
130.5	0.00	0.00	-1,59217952	-0,00286592	32,98847	1,59217952
131	0.00	0.00	-1,57886636	-0,00284196	32,988128	1,57886636
131.5	0.00	0.00	-1,57886636	-0,00284196	32,988128	1,57886636

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
131.5	0.00	0.00	-1,56629282	-0,00281933	32,987804	1,56629282
132	0.00	0.00	-1,5544589	-0,00279803	32,987498	1,5544589
132.5	0.00	0.00	-1,5433646	-0,00277806	32,98721	1,5433646
133	0.00	0.00	-1,53300992	-0,00275942	32,98694	1,53300992
133.5	0.00	0.00	-1,52339486	-0,00274211	32,986688	1,52339486
134	0.00	0.00	-1,51451942	-0,00272613	32,986454	1,51451942
134.5	0.00	0.00	-1,5063836	-0,00271149	32,986238	1,5063836
135	0.00	0.00	-1,4989874	-0,00269818	32,98604	1,4989874
135.5	0.00	0.00	-1,49233082	-0,0026862	32,98586	1,49233082
136	0.00	0.00	-1,48641386	-0,00267554	32,985698	1,48641386
136.5	0.00	0.00	-1,48123652	-0,00266623	32,985554	1,48123652
137	0.00	0.00	-1,4767988	-0,00265824	32,985428	1,4767988
137.5	0.00	0.00	-1,4731007	-0,00265158	32,98532	1,4731007
138	0.00	0.00	-1,47014222	-0,00264626	32,98523	1,47014222
138.5	0.00	0.00	-1,46792336	-0,00264226	32,985158	1,46792336
139	0.00	0.00	-1,46644412	-0,0026396	32,985104	1,46644412
139.5	0.00	0.00	-1,4657045	-0,00263827	32,985068	1,4657045
140	0.00	0.00	-1,46365	-0,00263457	32,985	1,46365
140.5	0.00	0.00	-1,443105	-0,00259759	32,9845	1,443105
141	0.00	0.00	-1,3087407	-0,00235573	32,98123	1,3087407
141.5	0.00	0.00	-1,069186	-0,00192453	32,9754	1,069186
142	0.00	0.00	-1,032205	-0,00185797	32,9745	1,032205
142.5	0.00	0.00	-0,621305	-0,0011835	32,9645	0,621305
143	0.00	0.00	-0,2440988	-0,00043938	32,95532	0,2440988
143.5	0.00	0.00	-0,214514	-0,00038613	32,9546	0,214514
144	0.00	0.00	-0,18986	-0,00034175	32,954	0,18986
144.5	0.00	0.00	-0,06659	-0,00011986	32,951	0,06659
145	0.00	0.00	0,000000	0,0000	32,95	0,00000



Hydrogramme des débits entrant et sortant.