الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⴰⵖⵓⵔⴱⴰⵣ ⴰⵖⵓⵍⵏⴰⵡ ⵉⵎⵉⵏⵓⴳ ⵏ ⵜⵎⵓⵙⵡⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : AMENAGEMENTET OUVRAGES HYDROTHECHNIQUES

THEME

Etude du barrage hydroélectrique

GargarDu W. Relizane

Présenté par :

Laib Mouna

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Zeroual Ayoub	MCA	Président
Toumi Samir	MCB	Examinateur
Laouche Nassim	MCB	Examinateur
Bensalah Mohamed Draidi	MCB	Promoteur

Session Décembre 2021

REMERCIEMENT :

Un grand remerciement pour l'équipe de l'ANBT Kouba qui m'a apporté un incroyable soutien, spécialement, Mme OUCHAR, Mr OURARI, Mr TSOURI, Mr FIDEL, Mr BOUHANIT, je vais remercier l'équipe de l'ANRH et de l'ONM pour leur coopération en fournissant les données possibles pour faire la partie hydrologique. Je vais remercier encore Mr FATAR, Mr BENAISSA, Mr CHAIB, Mr MELBOUCI pour ces conseils.

J'exprime ma gratitude envers mes parents qui ont su faire preuves de patience et qui m'ont épaulé et soutenu moralement et matériellement.

Je tiens d'autre part à remercier les respectables membres du jury pour avoir bien voulu m'accorder de leur temps précieux pour commenter, discuter et évaluer mon travail.

A Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail de recherche.

MERCI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents :

Ma Mère

Mon père

Mon oncle Mohamed Nabil

Ma tante Rachida

Qui m'ont tant soutenu avec leurs encouragements et leurs conseils.

A tous mes profs de l'ENSH.

A tous les membres de ma famille.

A mon frère et mes sœurs.

A tous mes amis et spécialement : Sabrina, Salim, Mohamed,

Sousane, Djamila, Majeda, Madjed, Fadia, seline, …

A tous ceux qui ont pensé à moi au bout d'une fraction de

Seconde, de loin ou de près, les mots ne sauraient vous

Exprimer ma gratitude.

ملخص

الهدف من هذه مذكرة نهاية الدراسة هو عملية البحث ودراسة جدوى تطوير محطة توليد الطاقة الكهرومائية وتقديم عناصر الدراسات المنفذة والمتعلقة بإمكانيات إنتاج الطاقة الكهربائية من مياه سد ڤرڤار بولاية غليزان.

والقيام بعملية تحفيز الطاقة الكهرومائية في الجزائر، وتحسين مستوى معيشة سكان الريف من حيث الكهرباء المتجددة من جهة والمحافظة على البيئة من جهة أخرى

الكلمات المفتاحية: الطاقة الكهرومائية، الطاقة الكهربائية، الكهرباء المتجدد

Résumé :

Ce mémoire a pour objectif d'étudier la faisabilité d'une centrale hydroélectrique et de donner les éléments d'études réalisées et se rapportant aux possibilités de production d'énergie électrique à partir des eaux du barrage du Gargar dans la Wilaya de Relizane. Le but de l'étude est d'encourager l'hydroélectricité en Algérie, améliorer le niveau de vie des populations rurales en matière d'électricité renouvelable et de préserver l'environnement.

Mots clés : centrale hydroélectrique, l'hydroélectricité, énergie électrique, électricité renouvelable.

Abstract:

The objective of this thesis is to study the feasibility of a hydroelectric power plant and to provide the elements of studies carried out and relating to the possibilities of producing electrical energy from the waters of the Gargar dam in the Wilaya of Relizane.

The aim of the study is to stimulate hydroelectricity in Algeria, improve the standard of living of rural populations in terms of renewable electricity and preserve the environment.

Keys: hydroelectric power, electrical energy, hydroelectricity, renewable electricity

SOMMAIRE :

Introduction générale : 17

CHAPITRE I

Introduction : 19
I.1 Définition : 19
I.2. La production hydroélectrique en Algérie : 19
I.2.1. Evolution de l'hydroélectricité dans le pays : 20
I.2.2. Aperçu sur les ressources hydroélectriques : 21
I.3.Recours à l'hydroélectricité : 22
Conclusion : 23

CHAPITRE II

Introduction : 25
II.1. L'évolution des barrages : 25
II .2. Les différents types de barrages : 26
II.2.1. Barrages en béton ou en maçonnerie : 26
II.2.1.1. Barrage-poids: 26
II.2.1.2. Barrage-voûte : 27
II.2.1.3. Barrage à contreforts : 28
II.2.2. Les barrages en remblais : 29
II.2.2.1. Barrage en terre : 29
II.2.2.2. Barrage en enrochements : 30
II.3. Aménagement hydroélectrique : 30
II.3.1. Type des aménagements hydroélectriques : 30
II.3.2 Critères d'évaluation d'un aménagement hydroélectrique : 33
II.4.la capacité d'accumulation d'un réservoir : 33
II.5. Rôle des barrages hydroélectriques : 34
II.6. Fonctionnement des barrages hydroélectriques : 34
Conclusion : 35

CHAPITRE III

Introduction : 37
III.1 Description du site du barrage : 37
III.2 Situation géographique et accès au site du barrage : 37
III.3 Topographie : 38
III.4 Caractéristiques du bassin versant Oued Rhiou : 38

SOMMAIRE

III.5 Hydrographie : 40
Conclusion : 41

CHAPITRE IV

Introduction : 43
IV.1 Campagnes de reconnaissance : 43
IV.2. Cartographie géologique : 44
IV.3. Condition géologique : 44
IV.4 Caractéristiques géotechniques des sols du site et de la cuvette : 46
IV.5 Zone d'emprunt et caractéristique des terrains : 46
IV.5.1 Matériau de confection des massifs : 46
IV.5.2 Granulats pour béton : 47
IV.6 Conditions de fondation des ouvrages : 47
IV.7 Sismicité : 48
Conclusion : 49

CHAPITRE V

Introduction 51
V.1. Le Bassin versant 51
V.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant 51
V.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant 52
V.1.3. Caractéristiques morphologiques 53
V.1.4. Caractéristiques hydrographique : 56
V.2 Caractéristiques climatologiques 63
V.2.1 Températures 63
V.2.4 les vents 65
V.2.5 Rayonnement descendant : 66
V.2.6 Pluviométrie 67
V.2.6.2 Etude des précipitations 70
V.2.6.3 Précipitations maximales journalières : 73
V.2.7 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : 85
V.3 Etudes des apports 89
V.3.1 En utilisant les formules empiriques : 89
V.3.2 En appliquant l'analogie avec un bassin voisin : 91
V.3.3 Caractéristiques de l'écoulement : 92
V.3.4 Irrégularité des apports 94

V.3.5. Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80% : 97
V.4. Etudes des crues : 98
V.4.1. Détermination des débits maximums fréquentiels : 98
V.4.2. Hydrogramme de crue (Touaibia, 2004) 103
V.4.3. Choix de la crue de projet..... 105
V.4.4. Calcule du volume de la crue : 108
V.5. Apports solides et estimation du volume mort :..... 109
V.5.1Apport solide en suspension..... 110
V.5.2 Transport solide par charriage :..... 112
V.6. Régularisation des débits :..... 112
V.6.1. Répartition mensuel de l'apport 80% :..... 113
V.6.2. Répartition mensuel des besoins : 113
V.6.3. Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces » : 114
V.6.4. Calcul du volume utile (Touaibia, 2001) : 115
V.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :..... 115
V.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) : 117
V.7. Laminage des crues : 118
V.7.1.1Méthode de black more : 119
V.7.1.2 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993) : 120
V.7.1.3. Principe de la méthode et solution : 122
V.7.1.4. Calcul du débit de sortie :..... 123
V.7.1.5 Calcul du volume stocké : 124
V.8. Etude d'optimisation :..... 132
V.8.1 Calcul de la revanche : 132
V.8.2 Tassement :..... 133

CHAPITRE VI

Introduction :..... 143
VI.1 Centrales hydro-électriques : 143
VI .2 Différentes composantes d'une centrale hydroélectrique :..... 144
VI .3 Grandeurs caractéristiques d'une centrale hydroélectrique : 145
VI .3.1Débit :..... 145
VI .3.2 Hauteur de la chute : 146
VI .3.2.1 Chute brute Hb :..... 146
VI .3.2.2 Les pertes de charge :..... 146

SOMMAIRE

VI.4 Dimensionnement des ouvrages d'amenée : 153
VI.4.1 Ouvrages d'amenée : 153
VI.5 La centrale : 157
VI.5.1 Equipements hydrauliques : 157
VI.5.2 Equipements électriques : 159
VI.6 Dimensionnement des turbines : 160
VI.7Caractéristiques de la turbine : 160
Conclusion : 165

CHAPITRE VII

Introduction : 167
VII.1. Cas étudié et variante retenue au stade d'étude : 167
VII.2 Description de variante : 167
VII.3 Dimensionnement de la conduite forcée : 168
VII.4 Dimensionnement de la turbine : 170
VII.5 Dimensionnement de la centrale 171
Conclusion : 173

CHAPITRE VIII

Introduction 175
VIII.1 Organisation technique et données préparatoire : 175
VIII.2 Les principaux intervenants sur chantier : 176
VIII.3.Les moyen du chantier : 178
VIII.4 Planification : 179
VIII.4.1 Définition : 179
VIII.4.2 Attribution des dures de chaque opération : 179
VIII.4.3 Délai de construction et programmes des travaux : 179
VIII.4.4 Symbol des différentes opérations : 180
VIII.5. Technique de planification: 181
VIII.5.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) : 181
VIII.5.2 Méthode du tableau : 184
Conclusion générale : 185
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 186

LISTE DES ABREVEATION

Liste des Figures

CHAPITRE II

Figure II. 1: un Barrage moderne 26
Figure II. 2: un barrage ancien 26
Figure II. 3: barrage poids en 3D 27
Figure II. 4: Coupe transversale d'un barrage poids 27
Figure II. 5: photos d'un barrage poids 27
Figure II. 6: Coupe transversale d'un barrage-voût 28
Figure II. 7: barrage-voûte en 3D 28
Figure II. 7: un barrage-voûte 28
Figure II. 8: Barrage à contreforts 29
Figure II. 9: barrage à contreforts en 3D 29
Figure II. 10: un barrage en terre 29
Figure II. 11: un barrage en enrochement 30
Figure II. 12: Critères de classification des aménagements hydroélectriques 31
Figure II. 13: Critères d'évaluation d'un aménagement 33
Figure II. 14: : Coupe transversale d'un barrage hydroélectrique 35

CHAPITRE III

Figure III. 1: Localisation du site de barrage Gargar dans la Willaya de Rélizane 37
Figure III. 2: Situation géographie et l'axe du barrage GARGAR 38
Figure III. 3: Situation géographique et bassin versant du barrage GARGAR sur L'oued RHIOU 40
Figure III. 4: carte du Réseau Hydrographique de la Wilaya de Relizane 41
Figure III. 5: Figure III.5 : Réseau hydrographique du BV de l'oued Rhiou 41

CHAPITRE IV

Figure IV. 1: la Carte de micro zonage sismique du territoire national. (RPA99/version2003) 48

CHAPITRE V

Figure V. 1 Délimitation du bassin versant du Gargar: 52
Figure V. 2: Courbe hypsométrique du bassin versant du gargar 56
Figure V. 3: profil en long du talweg de l'oued principal 60

Figure V. 4: Répartition mensuelle de la température (source : O.N.M) 64
Figure V. 5: Répartition mensuelle d'évaporation (Source : O.N.M) 64
Figure V. 6: Répartition mensuelle de l'humidité (Source : O.N.M). 65
Figure V. 7: Répartition mensuelle de la vitesse des vents (Source : O.N.M). 66
Figure V. 7: Répartition mensuelle de la vitesse des vents (Source : O.N.M). 66
Figure V. 8: Répartition mensuelle des précipitations 67
Figure V. 9: Répartition mensuelle des précipitations 68
Figure V. 10: Répartition mensuelle des précipitations 69
Figure V. 11: Répartition mensuelle des précipitations 69
Figure V. 12: La carte de polygone de thiessen pour le bassin versant du barrage Gargar willaya de Relizane (par arc gis 10.5) 71
Figure V. 13: La carte d'isohyte du barrage Gargar de la willaya de Relizane (par arc gis 10.5) 72
Figure V. 14: Représentation graphique de la loi Log-normale (station d'Ammi moussa) 80
Figure V. 15: Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d'Ammi moussa) 83
Figure V. 16: Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d'Ammi moussa) 84
Figure V. 17: Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences 86
Figure V. 18: Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences 86
Figure V. 19: Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site) 95
Figure V. 20: Représentation graphique de la loi log normale (série des apports du site) 96
Figure V. 21: Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage 97
Figure V. 22: Résultats d'ajustement de la série des débits maximaux à la loi log normal. .. 102
Figure V. 23: Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY) 105
Figure V. 24: Hydrogramme de crue de projet (Q0.1%) 107
Figure V. 25: Hydrogramme de crue de chantier (Q10%) 110
Figure V. 26: Courbe hauteur-surface-volume 114
Figure V. 27: Evacuateur à surface libre à entonnement frontal (wikibarding, 2000) 124
Figure V. 28: Modélisation de la courbe surface-hauteur 125
Figure V. 29: courbe caractéristique de la cuvette 126
Figure V. 30: hydrogramme d'entrée et de sortie 128
Figure V. 31: Hydrogramme de sorties 131
Figure V. 32: destination des eaux du barrage GARGAR (source ANBT) 139

CHAPITRE VI

Figure VI. 1: Centrale hydroélectrique 144
Figure VI. 2: Courbe de débit instantané 145
Figure VI. 3: Courbe de débit classé 145
Figure VI. 4: diagramme de Moody 148
Figure VI. 5: Illustration schématique des hauteurs 151
Figure VI. 6: Forme circulaire 153
Figure VI. 7: détermination de la section économique d'une galerie en charge 155
Figure VI. 8: cheminée d'équilibre (schéma de principe) 156

Figure VI. 9: Photos d'une turbine Kaplan 158
Figure VI. 10: Photos d'une turbine Pelton..... 158
Figure VI. 11: Photos d'une turbine Francis 159
Figure VI. 12: Photo d'une génératrice..... 159
Figure VI. 13: Domaine d'utilisation des diffèrent types de turbine (Hn, Q, ηs) 160
Figure VI. 14: : injecteur d'une turbine Pelton 161
Figure VI. 15: Croquis d'un distributeur..... 161
Figure VI. 16: bâche spirale d'une turbine à réaction 162
Figure VI. 17: vitesse moyenne à l'entrée de la spirale (1- spirale en béton, 2- spirale en acier) 162
Figure VI. 18: Schéma d'un diffuseur..... 163
Figure VI. 19: : angle d'élargissement du diffuseur en fonction de ηs 164
Figure VI. 20: hauteur d'aspiration d'une turbine à réaction 164

CHAPITRE VII

Figure VII. 1: Schéma de la variante..... 167
Figure VII. 2: diagramme ombrothermique 168

CHAPITRE VIII

Figure VIII. 1: Réseau à nœud 182

LISTE DES ABREVEATION

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I. 1. classement de l'Algérie par rapport à la capacité hydroélectrique installée en Afrique 20
Tableau I. 2: la production hydroélectrique en Algérie. 21

CHAPITRE IV

Tableau IV. 1: Les paramètres des matériaux des résultats d'essais 46
Tableau IV. 2: : les dépôts des alluvions des échantillons 46
Tableau IV. 3: Coefficient d'accélération sismique 50

CHAPITRE V

Tableau V. 1: Coordonnées de la courbe hypsométrique (méthode analytique) 55
tableau V. 2: données pour le calcul de la pente 59
tableau V. 3: Récapitulatif des temps de concentration 61
tableau V. 4: Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant 62
tableau V. 5: Répartition mensuelle des températures (Source: ONM) 63
tableau V. 6: Répartition mensuelle de l'évaporation (source : O .N.M) 64
tableau V. 7: Répartition mensuelle de l'humidité (source : O. N.M) 65
tableau V. 8: Répartition moyenne mensuelle de la vitesse des vents (source : O. N.M)..... 65
tableau V. 9: Répartition moyenne mensuelle de la vitesse des vents (source : O. N.M)..... 67
tableau V. 10: les données des stations pluviométriques (Source : ANBT et ANRH) 67
tableau V. 11: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies..... 68
tableau V. 12: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies (source : ANBT) 69
tableau V. 13: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies (source : ANBT) 69
tableau V. 14: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies (source : ANBT) 69
tableau V. 15: des données de polygone pour la carte de thiessen..... 72
tableau V. 16: les données de la carte d'isohyte 72
tableau V. 17: Caractéristiques empiriques de la série d'Ammi moussa 73
tableau V. 18: Pluies maximales journalières de la station d'Ami Moussa 74
tableau V. 19: Test de Wilcoxon..... 75
tableau V. 20: Résultats du test de la médiane (Station de Ammi moussa)..... 78
tableau V. 21: Ajustement à la loi Log-Normale (station d'Ammi moussa) 80
tableau V. 22: Caractéristiques de la loi Log-normale (station d'Ammi moussa)..... 81
tableau V. 23: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel..... 82
tableau V. 24: Caractéristiques de la loi Gumbel..... 84
tableau V. 25: Pluies maximales journalières fréquentielle 85
tableau V. 26: Les résultats des intensités et des pluies de courte durée en fonctions de déférente fréquence. 88
tableau V.27: répartition des apports moyens interannuel ……..……95

LISTE DES ABREVEATION

tableau V. 27: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station 91
tableau V. 28: Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site..... 92
tableau V. 29: Récapitulatif des résultats des coefficients des variations 94
tableau V. 30: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports 95
tableau V. 31: Caractéristiques de la loi normal 95
tableau V. 32: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi log normal des apports 96
tableau V. 33: Caractéristiques de la loi log normal 96
tableau V. 34: Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80% 98
tableau V. 35: Répartition des débits maximales annuel de la station Ammi moussa (source : ANRH) 99
tableau V. 36: Répartition mensuelle des débits maximaux 101
tableau V. 37: la série des débits maximaux utilisés dans l'ajustement à la loi log normal. . 101
tableau V. 38: Caractéristiques de la loi log normal. 101
tableau V. 39: résultats de l'ajustement des débits maximaux à la loi log normal 102
tableau V. 40: Récapitulatif des débits maximaux de crue 103
tableau V. 41: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue 104
tableau V. 42: Valeurs des débits de crues en fonction du temps 104
tableau V. 43: Crue de projet recommandée 106
tableau V. 44: Choix de la crue de projet. 108
tableau V. 45: Les valeurs du volume mort en suspension 112
tableau V. 46: Répartition mensuelle de l'apport. 113
tableau V. 47: Répartition mensuelle des besoins. 113
tableau V. 49: la période de bonne hydraulicité 115
tableau V. 48: les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface……..….115

tableau V. 50: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3) 116
tableau V. 51: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3) 118
tableau V. 52: laminage par la méthode de black more 120
tableau V. 53: Valeurs de h et les plages de variation en période de crue 123
tableau V. 54: Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette 125
tableau V. 55: Calcul de l'hydrogramme laminé 126
tableau V. 56: Hydrogramme d'entré et les hydrogramme de sorties..... 128
tableau V. 57: récapitulatif des résultats de laminage de la méthode de Muskingum 130
tableau V. 58: récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête. 133
tableau V. 59: Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes (Cas 1) 135
tableau V. 60: Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes (Cas 2) 136
tableau V. 61: Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes (Cas 3) 137
tableau V. 62: Caractéristiques du barrage..... 138
tableau V. 63: données d'exploitation du barrage sur trois années (source ANBT)..... 139

LISTE DES ABREVEATION

CHAPITRE VI

Tableau VI. 1: les différents types des centrales hydroélectriques 143
Tableau VI. 2: Coefficient de perte de charge singulière..... 149
Tableau VI. 3: : Perte de charge singulière 150

CHAPITRE VII

Tableau VII. 1: Résultats pour le calcul de la conduite forcée 170
Tableau VII. 2: Résultats de calcul pour la beche spéctrale..... 172

CHAPITRE VIII

Tableau VIII. 1: Symbol des différentes opérations 180
Tableau VIII. 2: Méthode du tableau 184

LISTE DES ABREVEATION

MW : mégawatts

ANBT : Agence Nationale des Barrages et Transferts

BCR : Barrage Compacté au Rouleau

STEP : Stations de Transfert d'Energie par Pompage

APD : Avant-Projet Détaillé

CMB : Commission Mondiale des Barrages

DGIH : Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques

N : Nord

NE : Nord-Est

NW : Nord-West (ouest)

NE/SW : Nord-Est/Sud-West (ouest)

SE : Sud-Est

Km : kilomètre

mm : millimètre

ONM : Organisation Nationale de la Météo

RN4 : Route Nationale n°4

SONELGAZ : Société Nationale de l'ELectricité et du GAZ

CMP : Crue maximale probable

MAO : Mostaganem-Arziou-Ora**n**

IRR : Irrigation

AEP : Alimentation en Eau Potable

LISTE DES PLANCHES

Planche 01/06 : Vue En Plan De L'implantation De La L'axe De La Digue Du Barrage Hydro- Eletrique Garegar (W.Relizane)

Planche 02/06 : Coupe Type Du Barrage Hydro-Electrique Garegar (W.Relizane) Cas 1

Planche 03/06 : Coupe Longitudinal Du Barrage Gargar (En Béton) Hydro-Electrique Gargar (W.Relizane)

Planche 04/06 : Coupe Longitudinal Du Barrage (En Terre) Gargar (W.Relizane)

Planche 05/06 : Coupe Type Du Barrage Hydro-Electrique Garegar (W.Relizane) Cas 2

Planche 06/06 : Coupe Type Du Barrage Hydro-Electrique Garegar (W.Relizane) Cas 3

Introduction générale :

L'accès à l'énergie et particulièrement à l'électricité est un facteur incontrôlable pour le développement social et économique de tout pays. Elle permet d'améliorer les conditions de vie surtout dans les pays en développement ou l'accès à l'énergie reste un défi.

L'Algérie, comme tous les autres pays de la méditerranée possède des usines hydroélectriques cependant la production de l'énergie électrique reste limitée vu sa richesse actuelle en hydrocarbure. Parmi les centrales hydroélectriques qu'elles possèdent centaine ont été déclassées d'autre arrêtées en plus celles qui nécessitent un renouvellement de matériel.

L'Algérie gère un parc de plus de 80 barrages. Ces barrages ont une vocation principale pour l'AEP et l'irrigation alors que l'aménagement en sa totalité peut satisfaire d'autres besoins (activités) notamment l'hydroélectricité, érecteur des crues, la pèche, la pisciculture, lutte contre les incendies, l'industrie.

Aussi ces aménagements peuvent servir pour participer au développement des activités récréatives (loisirs, activités sportives, le tourisme) les pouvoirs publics comptent intégrer dans les sphères des barrages. Mais la problématique c'est de garantir l'énergie pour le fonctionnement de ces activités. Actuellement l'ANBT est devant une problématique majeure notamment sur la couverture des frais d'énergie. Pour palier a cette problématique et garantir à l'approvisionnement de l'énergie électrique.

On a étudié dans ce modeste travail la faisabilité d'un aménagement hydroélectrique au niveau du barrage Gargar wilaya de Relizane.

On propose que ce barrage soit en béton et on a choisir le cas ou sa digue est stable avec un cout minimal, on précise que la conduite passe au corps du barrage vers la centrale hydroélectrique.

Chapitre I

Généralité sur l'hydroélectricité

Introduction :

L'épuisement des réserves pétrolières et la pollution atmosphérique appellent à une réorientation progressive des politiques énergétiques. Tout comme l'énergie éolienne et l'énergie solaire, l'hydroélectricité est l'une des sources de substitution envisageables pour répondre à l'essor de la demande en électricité sans léser l'environnement contrairement aux centrales thermiques et nucléaires.

L'énergie hydroélectrique représente actuellement 20% de la production électrique totale et 7% environ de toute l'énergie consommée dans le monde. C'est la source d'énergie renouvelable la plus utilisée et aussi le potentiel hydroélectrique mondial reste encore à exploiter. Dans les pays en voie de développement, c'est souvent la seule ressource disponible localement

I.1 Définition :

La production d'hydroélectricité consiste à convertir l'énergie hydraulique (chute d'eau ou débit) en énergie électrique. Elle exploite l'énergie potentielle des flux d'eau (fleuves, rivières, chutes d'eau, courants marins, etc.). L'énergie cinétique du courant d'eau est transformée en énergie mécanique par une turbine, puis en énergie électrique par un alternateur. L'installation est généralement raccordée au réseau par le biais d'un poste de raccordement. Dans certains cas, l'électricité fournie est directement utilisée en autoconsommation. Plus le dénivelé est important, ou plus le débit est élevé, ou plus le temps de fonctionnement est important, plus la production de l'installation augmente. L'hydroélectricité constitue la première source renouvelable et la troisième source générale de production électrique au monde (16,3 % en 2011) derrière le charbon (40,6%) et le gaz (22,2%).

I.2. La production hydroélectrique en Algérie :

Disposant de vastes étendues désertiques, d'une façade maritime de 1 200 km et d'une superficie de 2 millions et demi de km2, largement ouverte aux vents, notre pays pourrait utiliser diverses techniques à même de produire en grande quantité de l'électricité. Les experts ainsi que les responsables des institutions concernées estiment que si dans notre pays la production d'électricité renouvelable est en devenir, la quasi-totalité de la production électrique algérienne repose actuellement sur les combustibles fossiles (99,6%). Les sources renouvelables assurent le complément et se répartissent entre l'hydroélectricité (0,4% du total) et le solaire (0,01% du total).

I.2.1. Evolution de l'hydroélectricité dans le pays :

Tableau I. 1. Classement de l'Algérie par rapport à la capacité hydroélectrique installée en Afrique

Classement par pays	Capacité hydroélectrique installée (MW)
1 Égypte	2800
2 RD du Congo	2472
3 Soudan	2250
4 Mozambiqu	2187
5 Éthiopie	2178
6 Nigeria	2040
7 Zambie	1895
8 Ghana	1602
9 Maroc	1306
10 Kenya	812
11 Angola	760
12 Zimbabwe	750
13 Cameroun	736
14 Ouganda	706
15 Afrique du Sud	661
16 Côte d'Ivoire	604
17 Tanzanie	562
18 Malawi	364
19 Namibie	341
20 Algérie	228
21 République du Congo	209
22 Gabon	170
23 Madagascar	164
24 Mali	157
25 Guinée	128
26 Guinée équatoriale	127
27 Réunion	121
28 Rwanda	99
29 Mauritanie	97
30 Lesotho	80
31 Tunisie	66
32 Togo	65
33 Maurice	60
33 Swaziland	60
35 Burundi	60
35 Sierra Leone	54
37 Burkina Faso	32
38 République centrafricaine	25
39 Sao Tomé-et-Principe	4
40 Bénin	1
41 Comores	1

Dans le tableau I.1, l'Algérie est le 20eme pays avec une capacité installée de 228 MW en 2015. L'Algérie figure parmi les premiers pays en Afrique possédant le plus de capacités installées en énergies renouvelables et de production énergie renouvelable.

En raison des importantes sources d'énergie fossiles dont le pays dispose et de l'absence de politiques environnementales, le développement des énergies renouvelables a connu beaucoup de retard. Selon le Ministère de l'Energie et des Mines, la capacité nationale d'électricité a dépassé les 8400 MW avec 2,4 MW crête seulement pour des énergies renouvelables (Année 2007).

Aujourd'hui, compte tenu des enjeux que représentent ces sources d'énergies durables, leur promotion constitue un des grands axes de la politique énergétique et environnementale du pays.

D'autre part, l'Algérie possède des atouts majeurs, un potentiel considérable des énergies renouvelables et une politique énergétique favorisant une contribution plus conséquente des énergies renouvelables dans le bilan national.

En 2010 la production hydroélectrique du pays a fortement diminué, après avoir atteint un pic de production en 2009, elle a représenté un niveau de production inférieur à celui observé en moyenne sur la même période de référence. Le gouvernement a depuis décidé d'abandonner la production d'énergie à travers les centrales hydroélectriques et consacrer les barrages produisant de l'électricité à l'irrigation et à l'alimentation de la population en eau potable.

Alors qu'il s'agit d'une source d'énergie propre, le ministère argumente l'abandon de la filière hydroélectrique par "l'insignifiance" de sa contribution au bilan énergétique de l'Algérie.

I.2.2. Aperçu sur les ressources hydroélectriques :

Les quantités globales d'eau tombant sur le territoire algérien sont importantes et estimées à 65 milliards de m3/an. Schématiquement, les ressources de surface du pays décroissent du Nord au Sud. On évalue actuellement les ressources utiles et renouvelables à 25 milliards de m3, dont environ 2/3 pour les ressources en surface.

Tableau I. 2: la production hydroélectrique en Algérie.

centrale	puissance installée (MW)
Darguina	71.5
Ighil emada	24
Mansoria	100
Erraguene	16
Souk el djemaa	8.085
Tizi meden	4.458
Ighzer nchebel	2.712
Ghrib	7
Gouriet	6.425
Bouhanifia	5.7
Oued fodda	15.6
Beni behdel	3.5
Tessala	4.228
Total	286

La part de capacité hydraulique dans le tableau I.2 de production d'électricité est de l'ordre de 4%. Cette faible puissance est due au nombre insuffisant de sites hydrauliques exploitables. Avec la raréfaction des énergies fossiles qui se produira au cours des prochaines décennies, bien des sites, qui ne sont pas aménageables aux conditions économiques actuelles, devraient le devenir.

I.3.Recours à l'hydroélectricité :

- **Avantage :**

✓ **L'énergie hydraulique est renouvelable :**

L'énergie hydroélectrique est renouvelable, nous ne pouvons pas épuiser nos ressources.
Cependant, il n'y a qu'un nombre limité d'endroits dans le monde où l'on peut construire des centrales hydroélectriques et encore moins d'endroits où de tels projets sont rentables. Pour des raisons techniques, climatiques, esthétiques, logistiques, écologiques... on ne peut pas implanter autant de centrales hydroélectriques que l'on pourrait le souhaiter.

✓ **L'énergie hydraulique est verte et non polluante :**

La production d'électricité à partir de l'énergie hydraulique ne pollue pas d'elle-même. La production d'énergie se fait grâce au passage de l'eau mais aucun produit additif n'est ajouté et rien ne change la composition de l'eau. La seule pollution se produit lors de la construction de ces centrales électriques massives.

✓ **L'énergie hydraulique est fiable :**

L'hydroélectricité est une énergie très fiable. Il y a très peu de fluctuations en ce qui concerne l'énergie électrique fournie par les centrales. Les pays qui disposent d'importantes ressources hydroélectriques utilisent l'hydroélectricité comme source d'énergie de base. Tant qu'il y a de l'eau dans les rivières, l'électricité peut être produite.

✓ **L'énergie hydraulique est flexible :**

Il est facile d'ajuster le débit d'eau et la production d'électricité. Lorsque la consommation d'énergie est faible, le débit d'eau est réduit et les niveaux du réservoir sont conservés pour les périodes où la consommation d'énergie est élevée.

✓ **L'énergie hydraulique est sure :**

Comparée entre autres aux combustibles fossiles et à l'énergie nucléaire, l'hydroélectricité est beaucoup plus sûre. Il n'y a pas de carburant en jeu.

❖ **Inconvénients :**

✓ **Les conséquences environnementales de l'énergie hydraulique :**

Les conséquences environnementales de l'hydroélectricité sont liées aux interventions dans la nature dues à la construction de barrages, à la modification du débit d'eau et à la construction de routes et de lignes électriques.

Les centrales hydroélectriques peuvent affecter les poissons et leur comportement, notamment pour ce qui concerne leur reproduction. Il s'établit une interaction complexe entre de nombreux facteurs physiques et biologiques.

Les habitats du poisson sont façonnés par des facteurs physiques tels que le niveau d'eau, la vitesse de l'eau, les possibilités d'abri et l'accès à la nourriture. L'assèchement le temps de la construction est complètement dévastateur pour les poissons.

En outre, la quantité d'eau peut avoir des effets différents sur les poissons d'une rivière, selon le type et le stade du cycle de vie.

✓ **L'énergie hydraulique est coûteuse :**

La construction de centrales électriques en général coûte cher. Les centrales hydroélectriques ne font pas exception à cette règle. Cependant, ces usines ne nécessitent pas beaucoup de main-d'œuvre et les coûts d'entretien sont généralement faibles.

✓ **L'impact de la météo sur l'énergie hydraulique :**

La production d'électricité et les prix de l'énergie sont directement liés à la quantité d'eau disponible. En cas de sécheresse, il n'y absolument rien à faire que d'attendre qu'il pleuve en amont. Si l'énergie hydraulique est la principale source d'énergie, il demeure donc obligatoire de toujours conserver une énergie de secours.

✓ **Les réservoirs pour produire l'énergie hydraulique sont limités :**

Il y a beaucoup à faire pour le développement de l'énergie hydraulique. En-dehors des grandes centrales, il faut également développer les petites centrales hydrauliques sur les rivières.
Par exemple, de nombreuses centrales hydrauliques existant dans les moulins auraient besoin d'être restaurées. Même si leur production est minime, elle reste intéressante.

Conclusion :

L'hydroélectricité est la source d'énergie à privilégier dans la production d'électricité. Son efficacité, le rendement exceptionnel que l'on obtient à partir de l'énergie contenue dans la matière première (l'eau) et la flexibilité liée au fonctionnement des centrales constituent des avantages que nulle autre forme d'énergie ne peut prétendre surpasser.

En Algérie le potentiel en hydroélectricité est beaucoup moins important mais reste intéressants pour une éventuelle exploitation et développement à grande échelle.

Les opportunités d'investissement dans la filière des énergies renouvelable en Algérie sont immenses et sont impératifs pour sortir de l'ère du pétrole et du gaz

Chapitre II
Les barrages hydroélectriques

Introduction :

Les projets de production d'énergie hydroélectrique englobent des projets de barrages-réservoirs, de centrales d'éclusées ou au fil de l'eau et de centrales dans le courant à toutes les échelles de projet. Cette diversité permet à l'énergie hydroélectrique de répondre aux importants besoins urbains centralisés ainsi qu'aux besoins ruraux décentralisés. Nous étudierons donc plus particulièrement les barrages hydroélectriques qui sont des barrages de retenues d'eau pour la production de l'électricité.

II.1. L'évolution des barrages :

Le premier barrage connu a été construit en Egypte pour faire dévier le Nil afin de créer un site pour la ville de Memphis.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à réguler le débit du cours d'eau et/ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, la pisciculture, la réserve d'eau potable ,l'hydroélectricité etc.

Les avancées de la connaissance et des techniques ont permis d'élever progressivement la taille des ouvrages jusqu'aux records actuels (plus de 300 mètres de haut).

La construction de barrages durables d'une hauteur et d'une réserve plus conséquentes, est devenue possible grâce à l'usage du ciment du béton et de la mise au point d'engins de terrassement et de transport de matériaux. L'accroissement des besoins a entraîné la multiplication des barrages partout dans le monde :

Il existe aujourd'hui plus de 35000 barrages (dépassant les 15 mètres de hauteur), mais pour en arriver là, d'énormes progrès ont été nécessaires et il a fallu comprendre :

- Comment s'exerçait la pression de l'eau.
- Utiliser au mieux les propriétés des matériaux de construction.
- Ou en inventer de nouveaux.
- Savoir évaluer les caractéristiques du sol sur lequel s'appuiera l'ouvrage.
- Sans oublier de garantir une sécurité toujours plus grande.

C'est pourquoi la réalisation de chaque aménagement est une aventure unique apportant sa contribution à une grande histoire qui ne cesse de progresser de projet en projet



Figure II. 1: un Barrage moderne



Figure II. 2: un barrage ancien

II .2. Les différents types de barrages :

Il existe deux grandes catégories de barrages :

- Les barrages en béton ou en maçonnerie
- Les barrages en remblai.

II.2.1. Barrages en béton ou en maçonnerie :

Parmi les barrages en béton ou en maçonnerie, on trouve principalement trois (03) catégories qui sont :

- Les barrage-poids
- Les barrages-voûtes
- Les barrages à contreforts

II.2.1.1. Barrage-poids:

C'est une solide structure en béton à profil triangulaire, épaissie à sa base et affinée vers le haut. La stabilité du barrage-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du matériau.

Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse.

NB : On distingue des types de barrage-poids tels que barrage-poids massif, barrage-poids à joints évidés, barrage-poids voûte, barrage-poids incurvé, barrage en BCR barrage en béton conventionnel.

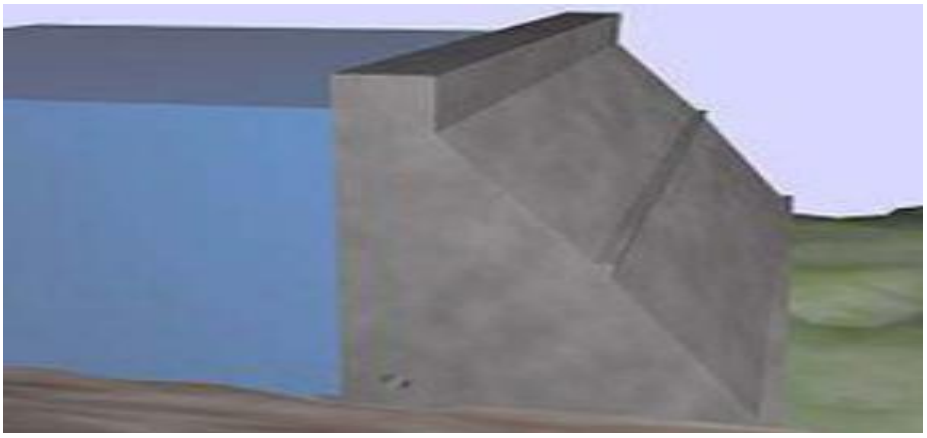


Figure II. 3: barrage poids en 3D

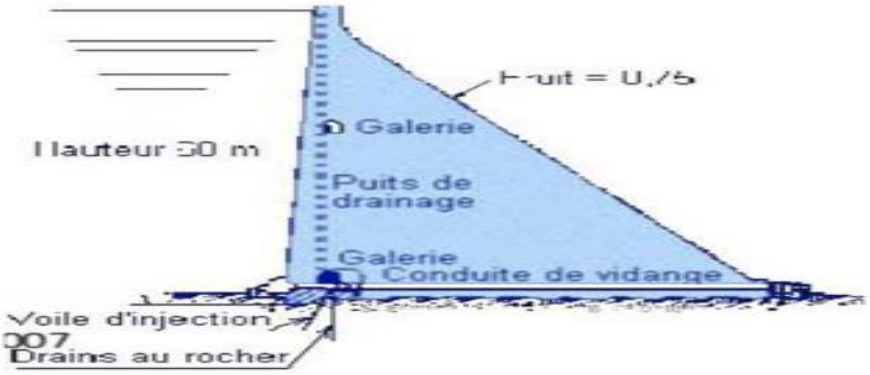


Figure II. 4: Coupe transversale d'un barrage poids

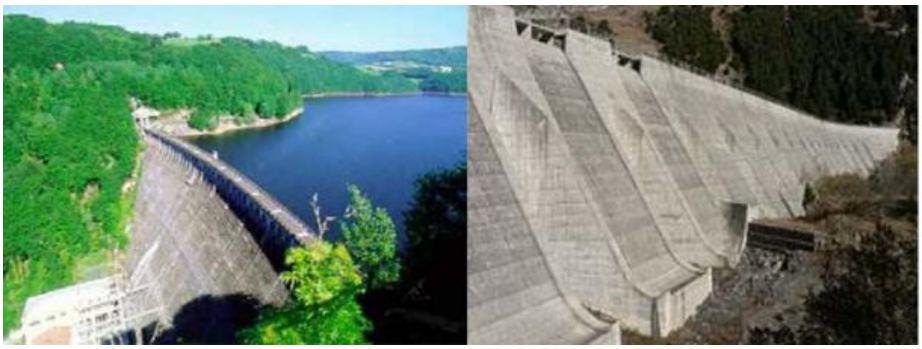


Figure II. 5: photos d'un barrage poids

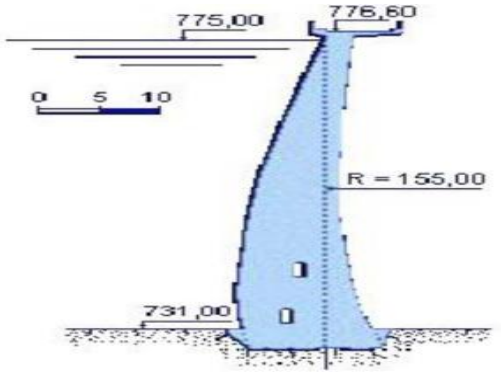
II.2.1.2. Barrage-voûte :

Il est généralement en béton armé dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. Ce type de barrage a parfois une double courbure verticale et horizontale.

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduit.

Pour un barrage d'une centaine de mètres de hauteur, la largeur de la vallée au couronnement est de l'ordre de six (06) fois la hauteur de l'ouvrage.

NB : On distingue des types de barrage-voûte tels que barrage-voûte épais barrage-voûte mince, barrage-voûte cylindrique, barrage-voûte à double courbure.



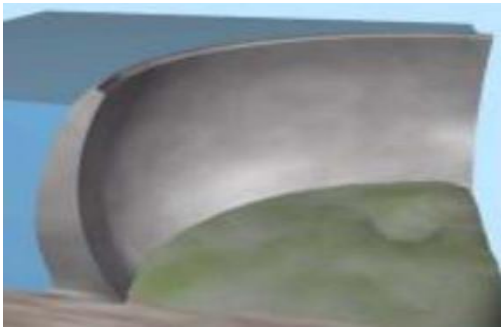


Figure II. 6: Coupe transversale d'un barrage-voût **Figure II. 7: barrage-voûte en 3D**



Figure II. 7: un barrage-voûte

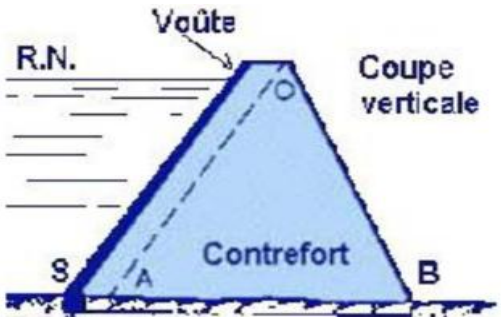
II.2.1.3. Barrage à contreforts :

Il comporte un voile d'étanchéité s'appuyant sur des piliers régulièrement espacés. Il est formé d'un mur amont qui supporte l'eau retenue.

L'édifice est équipé d'une série de renforts ou murs triangulaires verticaux plus ou moins épais appelés contreforts et construits pour supporter la plate-forme et redistribuer la poussée de l'eau vers les fondations.

Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité.

NB : On distingue des types de barrage à contreforts tels que barrage-voûte épais, barrage-voûte mince, barrage-voûte cylindrique, barrage-voûte à double courbure.



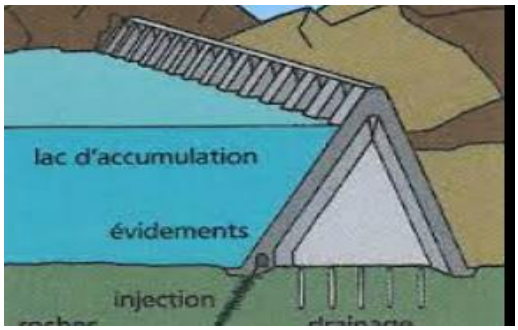


Figure II. 8: Barrage à contreforts **Figure II. 9: barrage à contreforts en 3D**

II.2.2. Les barrages en remblais :

Concernant les barrages en remblais, il en existe deux (02) types :

- les barrages en terre.
- les barrages en enrochements.

Il s'agit d'ouvrages de grand volume dont la construction a été rendue possible par l'emploi des engins modernes de terrassement et de manutention.

II.2.2.1. Barrage en terre :

C'est la structure la plus couramment utilisée pour retenir l'eau. C'est une digue en remblai constituée d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable (terre argileuse, roche ou pierre) pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. Ces matériaux sont arrosés puis tassés et compactés (construction peu coûteuse). La base doit être 4 à 7 fois plus large que sa hauteur.

Sa structure est souvent complétée par des dispositifs de drainage. Il est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable.

NB : On distingue des types de barrage en terre tels que barrage en terre homogène, barrage en terre zonée, barrage en terre à noyau d'argile, barrage en terre à masque amont (béton ou bitume), barrage en terre à membrane interne en béton bitumineux.



Figure II. 10: un barrage en terre

II.2.2.2. Barrage en enrochements :

Il est constitué de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage.

L'étanchéité est obtenue par une paroi en béton de ciment ou en béton bitumineux. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site.

NB : On distingue des types de barrage en enrochement tels que barrage en enrochement à noyau d'argile, barrage en enrochement à masque amont (en béton ou bitume), barrage en enrochement à écran interne d'étanchéité (membrane) en béton bitumineux.



Figure II. 11: un barrage en enrochement

II.3. Aménagement hydroélectrique :

II.3.1. Type des aménagements hydroélectriques :

- ✓ **Critère de classification** :

La classification des aménagements hydroélectriques tient compte des critères suivants :

- Disposition
- Chute
- Possibilité d'accumulation et d'utilisation de l'eau
- Types des turbines

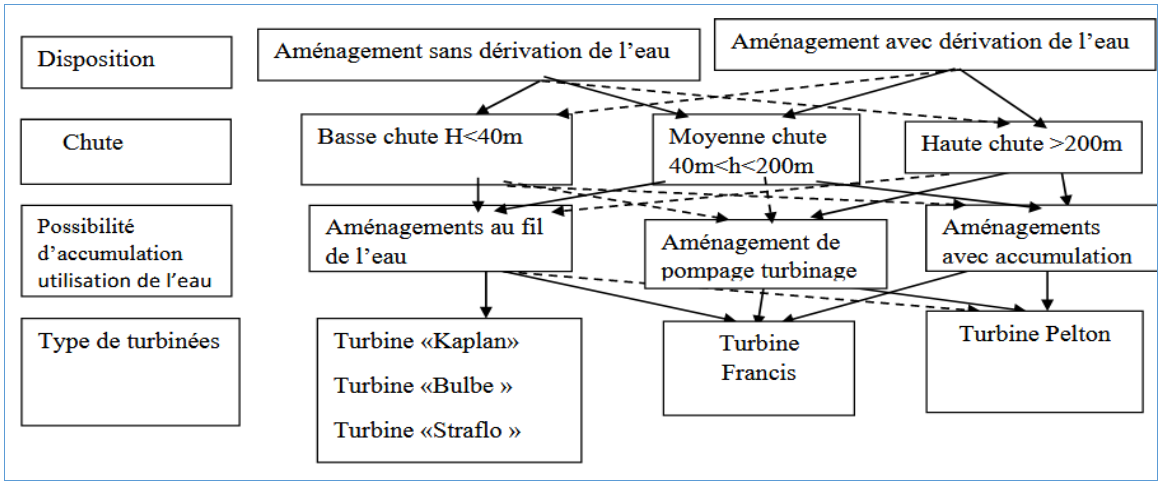


Figure II. 12: Critères de classification des aménagements hydroélectriques

- ✓ **Chute de l'aménagement :**

Les aménagements hydroélectriques sont souvent classés selon le critère de la chute en distinguant entre les aménagements :

- à haute chute (H > 200 m)
- à chute moyenne (200 m>H> 40 m)
- à basse chute (H < 40 m).

A. Aménagement àbasse chute Caractéristiques :

Les aménagements à basse chute sont caractérisés par des faibles chutes, moins de 40 m. ils sont souvent combinés avec des débits équipés importants.

Les aménagements comportent normalement un barrage "mobile"pouvant être effacé en cas de crue (pour réduire l'importance des submersions en amont).

Le barrage ne créé pas, en général, de retenue saisonnière (à cause de la hauteur relativement faible de la chute et de la forme de la vallée dans le cours inférieur des rivières). Les aménagements à basse chute sont très souvent conçus comme aménagements à buts multiples. Ils peuvent servir à :

- La production d'électricité.
- La protection contre les crues
- La stabilisation du lit de la rivière
- La navigation
- L'irrigation
- L'alimentation de la nappe phréatique.

B. Aménagement à moyenne et haute chutes Caractéristiques :

Les aménagements à moyenne chute (comprise entre 40 et 200 m) sont construit sur les cours d'eau moyens des rivières, tandis que les aménagements à haute chute ne peuvent être réalisés Economiquement que sur les sections de cours d'eau situées dans la partie amont des bassins versants, c'est-à-dire en haute montagne.

Pour les aménagements à haute chute (chute dépassent 200 m), l'écoulement dans les ouvrages d'amenée (galeries, puits conduites) est en charge lorsque l'ouvrage de retenue créé une retenue créé une retenue d'accumulation, ce qui est la configuration la plus fréquente.

Plus rarement, ces ouvrages d'amenée sont aménagés à l'écoulement libre, en particulier lorsque le barrage ou l'ouvrage de dérivation a pour seul but d'alimenter la prise d'eau sans créer de volume de stockage important. Les conduites forcées en surface ou les puits blindés souterrains ont, en général, une longueur du même ordre de générateur que la hauteur de chute.

- ✓ **Les éléments essentiels d'un aménagement hydroélectrique :**

Sont les suivants :

- Réservoir/retenue.
- Prise d'eau usinière.
- Barrage.
- Galerie d'amenée.
- Chambre d'équilibre.
- Conduite forcée ou puits blindé.
- Centrale (à l'air libre ou souterrain).
- Canal de fuite ou galerie de fuite.

II.3.2 Critères d'évaluation d'un aménagement hydroélectrique :

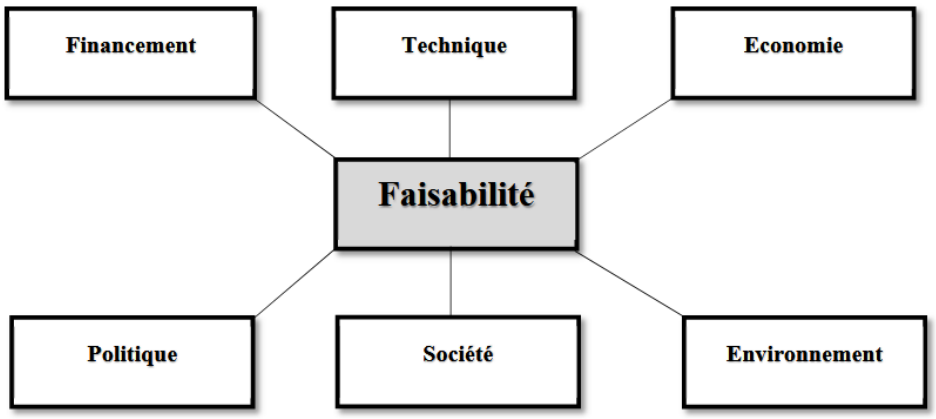


Figure II. 13: Critères d'évaluation d'un aménagement

La faisabilité d'un aménagement résulte certainement du résultat de l'étude de ces critères.

Les contre-indications à la réalisation d'un aménagement hydroélectrique peuvent être écartées en étudiant si le projet est :

- Techniquement réalisable
- Economiquement justifiable
- Ecologiquement défendable

II.4.la capacité d'accumulation d'un réservoir :

L'énergie E stockée dans la tranche utile du réservoir, c'est-à-dire l'énergie productible aux bornes des alternateurs par le volume Vu s'écoulant sous une hauteur de chute Hn, peut se calculer de la manière suivante :

$$E = \frac{Vu * Hn}{500}(Kwh) \qquad (\text{II.1})$$

Hn : la différence d'hauteur entre les deux surfaces libres.
Vu : volume utile du réservoir (m3).

NB : un volume de 1 m3 d'eau stocké à une hauteur de 500 m au-dessus du niveau de restitution d'une usine contient une quantité d'énergie potentielle récupérable de 1 kWh.

II.5. Rôle des barrages hydroélectriques :

- C'est de développement et de progrès économique.
- Suivre la croissance démographique et le développement économique.
- Satisfaire les besoins croissants en eau et en énergie.
  - Génèrent 19 % de l'électricité utilisée dans le monde.
  - Alimentent 40 % des 271 millions d'hectares irrigués.
  - Stockent de l'eau potable.
- Réguler les cours d'eau.
- Servir au développement touristique.

II.6. Fonctionnement des barrages hydroélectriques :

La première fonction du barrage est simple et plus importante après l'alimentation en eau potable,

C'est de produire de l'électricité. Le barrage s'oppose donc à l'écoulement naturel de l'eau, sauf en cas de forts débits, qu'il laisse alors passer. De grandes quantités d'eau s'accumulent et forment un lac de retenue.

Lorsque l'eau est stockée, il suffit d'ouvrir les vannes du barrage fermant le réservoir d'eau pour amorcer le cycle de production de l'électricité.

L'eau s'engouffre alors dans une conduite forcée ou dans une galerie creusée dans la roche suivant l'installation, et se dirige vers la centrale hydraulique pour augmenter la hauteur de chute.

À la sortie de la conduite, l'écoulement de l'eau possède une grande énergie cinétique due à sa perte d'altitude et fait tourner la roue d'une turbine reliée à un générateur. Sous l'effet du mouvement de rotation continue, la turbine transforme l'énergie cinétique de l'eau en énergie mécanique et entraîne le générateur qui produit à son tour du courant électrique.

L'électricité produite dépend de la puissance de l'eau qui dépend du débit et de la hauteur de la chute. Elle peut être soit utilisée directement, soit stockée dans des accumulateurs. L'eau est restituée à la rivière pour reprendre son cours normal grâce aucanal de fuite.

La production constante d'électricité exige un débit qui ne soit pas variable et qui soit disponible au moment voulu. La création des barrages a résolu ces deux problèmes. Dans le cas où l'eau provient d'un bassin, la meilleure solution pour contrôler la production d'énergie est l'utilisation d'un système de pompage pour ré-emplir le bassin indépendamment des conditions météorologiques, on parle alors de **Stations de Transfert d'Energie par Pompage (STEP)**.

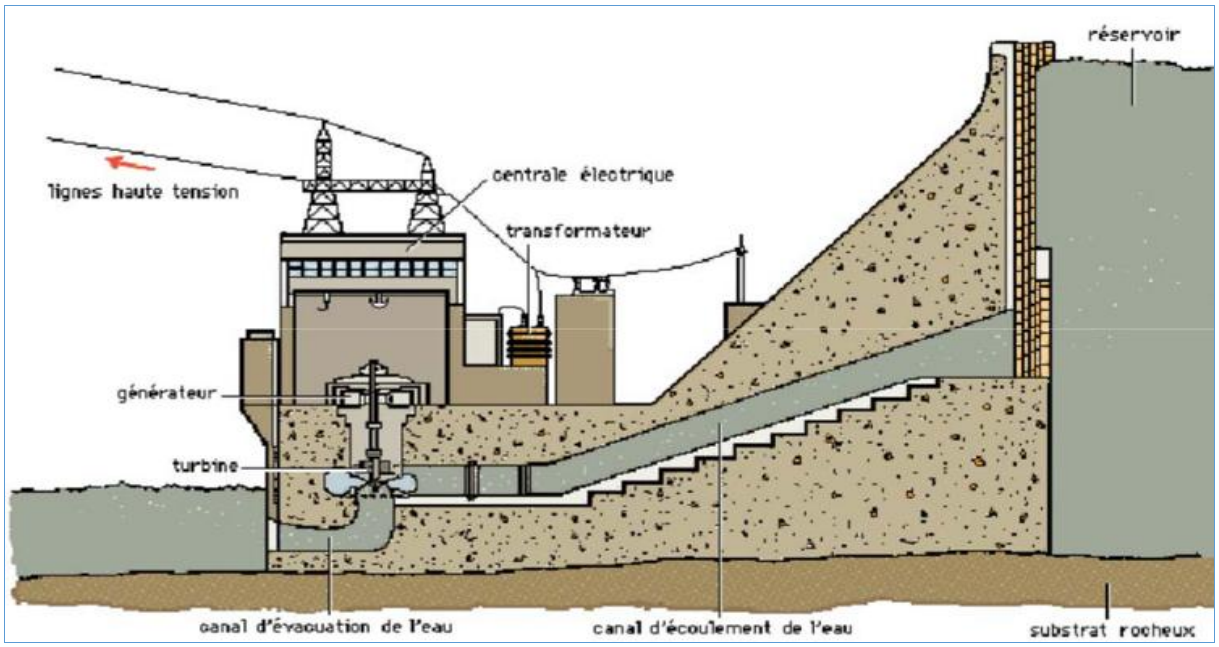


Figure II. 14: : Coupe transversale d'un barrage hydroélectrique

Conclusion :

Un barrage hydroélectrique est un barrage très important pour la production électrique et le développement du pays, il doit être construit dans des bonnes conditions topographiques, géologique, et avec un grand volume d'eau, d'où on prend le cas du barrage Gargar dans le chapitre suivant.

Chapitre III

Présentation du site du barrage Gargar

Introduction :

L'objectif principal de ce chapitre est la description générale de site de projet de point de vue géographie, topographie et géologie qui permettent de déterminer les caractéristiques de barrage et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe.

III.1 Description du site du barrage :

Le barrage Gargar est situé dans le territoires de la willaya de Relizane, à 5km au sud-ouest de la ville d'Oued Rhiou et à peu près à 3km en amont du pont RN4 sur l'oued Rhiou , qui est un affluent rive gauche de l'oued Chéliff.

La gorge creuse dans la crête des collines calcaires le long de la bordure sud de la plaine du Cheliff forme l'emplacement du barrage.

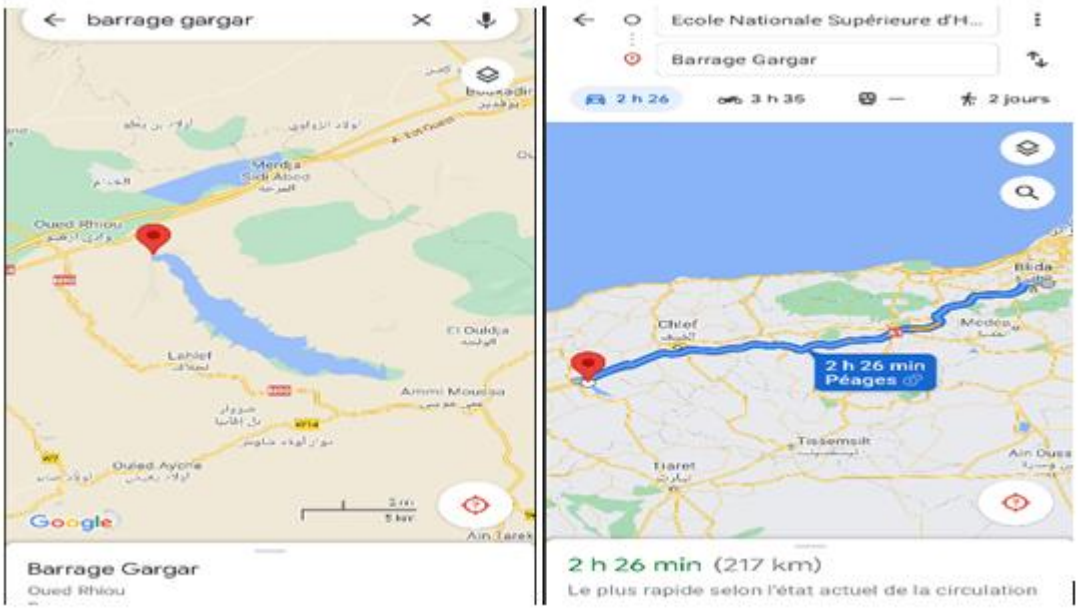


Figure III. 1: Localisation du site de barrage Gargar dans la Willaya de Rélizane

III.2 Situation géographique et accès au site du barrage :

Les coordonnées UTM (Fuseau 31) de l'axe du barragesont les suivantes :

- X =317084.282 m
- Y = 3980848.683 m
- Z=112m

La côte de l'Oued au niveau du site est à112 m NGA environ.

Les Photos représentent **l'axe et l'Oued du barragegargar**

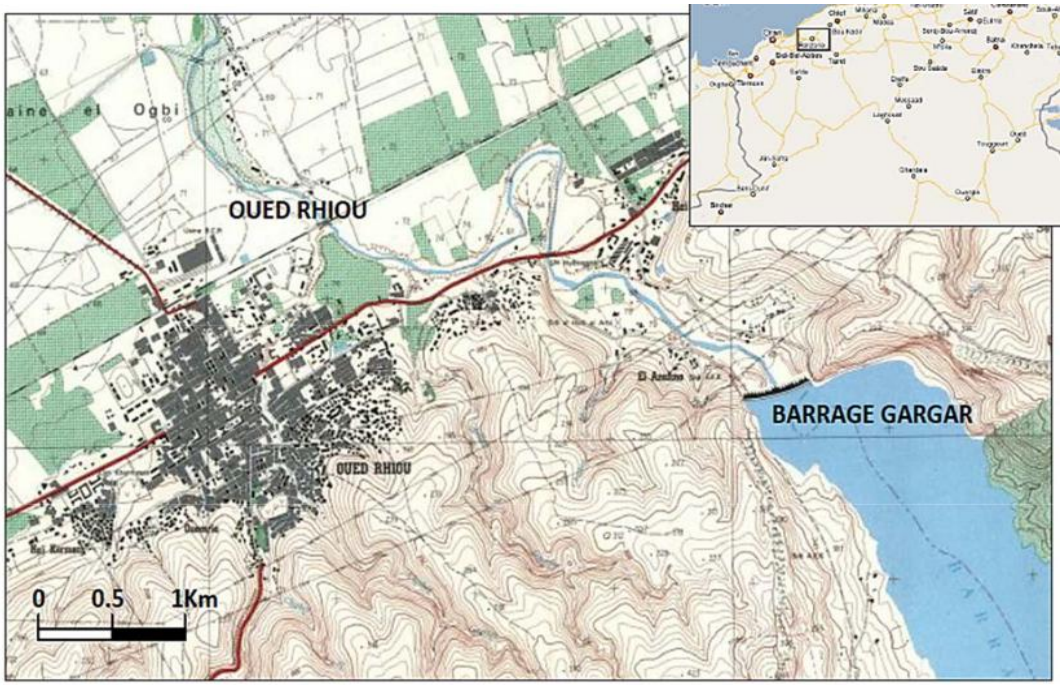


Figure III. 2: Situation géographie et l'axe du barrage GARGAR

On considère le site aval du Gargar, qu'est situé dans une gorge étroite, il occupe une place prépondérante, du fait que sa topographie est très favorable à la construction du barrage, d'où ce site aval de Gargar présente la variante optimale.

III.3 Topographie :

Le bassin versant de Gagrar est situé au Nord de l'Algérie dans le domaine de l'Atlas tellien, il est érigé sur l'Oued-Rhiou et couvre une superficie totale de 236000 Ha.

Il chevauche sur trois (3) wilayas : Tissemsilt, Tiaret et Relizane.
Il s'étend entre les coordonnées géographiques suivantes :

- Latitude Nord : 39 G 97' Longitude Est : 00 G 65'
- Latitude Sud : 39 G 31' Longitude Ouest : 01 G 56'

III.4 Caractéristiques du bassin versant Oued Rhiou :

L'Oued Rhiou prend sa source à une distance d'approximativement 110 Km du site du barrage Gargar et il se jette dans l'oued Chéliff à 6 Km au NW. La longueur de l'oued jusqu'à l'emplacement du barrage est de l'ordre d'une fois et demie la largeur maximum de bassin versant.

L'oued Rhiou et ses affluents, desquels le plus important est l'oued Tiguiguert, ont un bassin versant d'une superficie de 2900 km2 au total, qui en amont atteint à peu près 1200m au-dessus du niveau de référence, à l'emplacement du barrage la superficie du bassin versant est de 2360 km2.

Dans la figure III.4 sont représentées les limites de bassin versant de l'oued Rhiou et aussi les stations hydrométriques et les stations pluviométriques survivantes :

Les stations situées dans le bassin versant de l'oued Rhiou :

- Ammi Moussa.
- Djebel Gargar.
- Station pluviométriques 26-05 (Ammi Moussa).

Les stations situées dans le bassin versants de l'oued Chéliff et leurs affluents voisins de l'oued Rhiou (en amont, l'oued Fodaa et l'oued Sly, en aval l'oued Djidiouja et l'oued Mina).

Les stations pluviométriques :

- Au barrage de l'oued Fodda
- Au barrage de Bakhadaa
- Stations pluviométriques n°S 09-02, 09-04, 10-06, 23-06, 24-05, 26-07, 28-30, 29-07, 29-05, (barrage de Bnkhadaa, 29-13 (Tiaret), 31-01, 35-02 et 37-03.

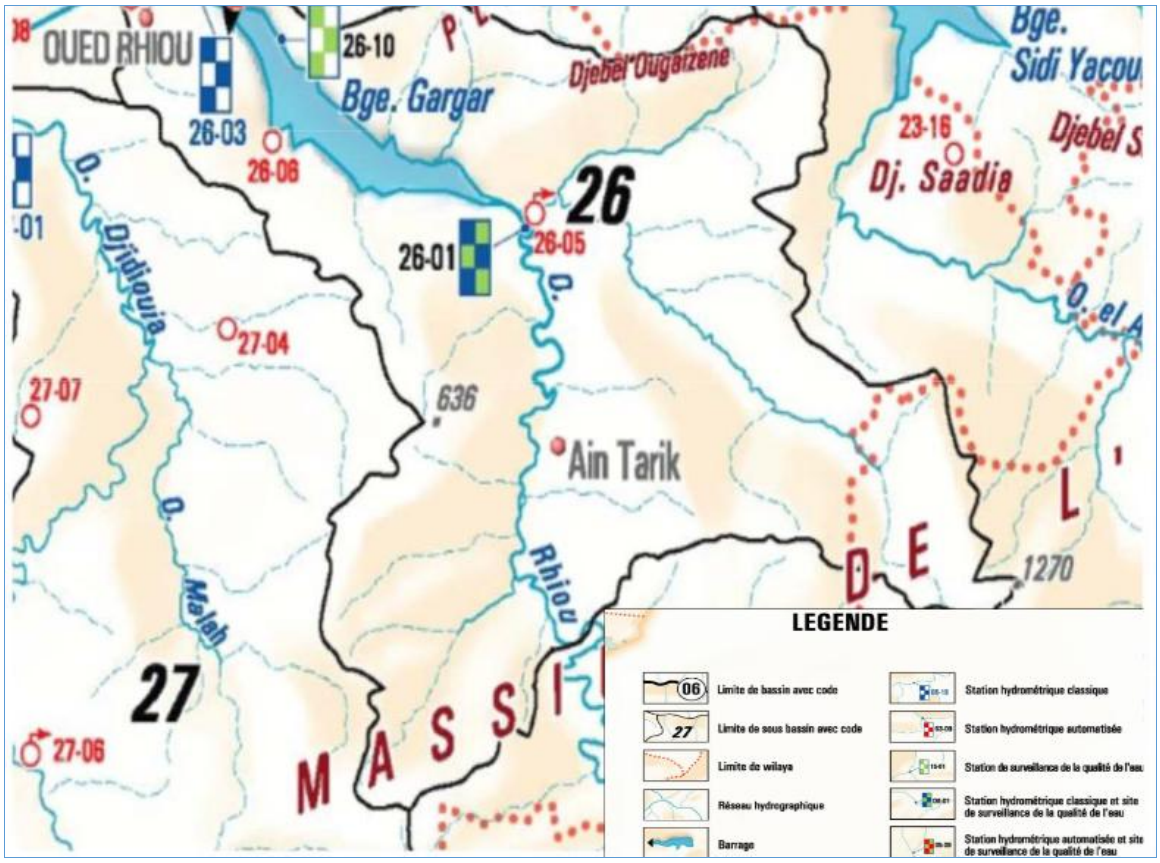


Figure III. 3: Situation géographique et bassin versant du barrage GARGAR sur L'oued RHIOU

III.5 Hydrographie :

La zone d'étude est drainée par un réseau hydrographique très dense de direction Nord-Sud qui se jette directement dans le lac du barrage. Les principaux Oueds sont :

- Oued Rhiou (45Km)
- Oued Tleta (32Km)
- Oued Sensig (17Km)

Le réservoir de Gargar présente une forme de canal de 12km de longueur avec une largeur moyenne de 2 km



Figure III. 4: carte du Réseau Hydrographique de la Wilaya de Relizane



Figure III. 5: Figure III.5 : Réseau hydrographique du BV de l'oued Rhiou

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté le site du barrage GARGARen présentant des données géographiques ainsi que son accès et son histoire d'utilisation de ces eaux.

Chapitre IV
Etude géologique et géotechnique

Introduction :

Dans ce chapitre, on base sur les ancien reconnaissances car y une manque des données surtout dans les paramètres géotechniques de la fondation pour on peut calcule la stabilité car les données sont perdu dans la période de colonisation c'est le cas qui prouve que cette partie est très important dans l'étude du barrage, on résume les caractéristiques et les conditions géologiques et géotechniques pour mieux savoir : est-ce que la fondation est favorable pour la construction du barrage et quel impact de risque sismique ?.

IV.1 Campagnes de reconnaissance :

Reconnaissances plus anciennes :

Les reconnaissances envisageant la construction d'un barrage dans l'oued Rhiou ont été effectuées à plusieurs reprises par les campagnes de 1929,1932 et 1967.

Dans cette phase de recherches préliminaires, trois sites d'emplacement du barrage ont fait l'objet d'études, se situant un près de Lahlef et les autres deux dans la zone des gorges du Gargar. En plus de reconnaissances de surface, trois galeries de reconnaissance et aussi quelques sondages ont été effectués.

Reconnaissances en phase d'avant-projet :

En phase d'avant-projet détaillé, les reconnaissances ont été faites en 1981et 1982, dans la zone retenue pour la construction des ouvrages de l'aménagement, Plusieurs sondages carotte et puits de reconnaissance ont été effectués soit dans l'emplacement du barrage et de la galerie de dérivation provisoire soit sur les zones d'emprunt.

En ce qui concerne l'évacuateur de crues ont été exécutés deux sondages au niveau de la crête du canal d'accès et un autre sondage dans la zone du saut de ski.

Une galerie de reconnaissance a été faite en rive gauche, a la cote 110m.

Reconnaissances en projet d'exécution :

En phase de projet d'exécution ont été effectuées, en plus de reconnaissances de surface, des galeries de reconnaissance et un programme des 38 sondages carotte suivants :

- 3dans la zone de la galerie de dérivation
- 6 en rive gauche (4 dans l'axe du barrage et 2 dans une zone de glissement)

4 en rive droite

- 15 dans la zone du saut de ski
- 10 dans le lit de l'oued.

La longueur totale des forages réalisés dans cette phase a été de 966 m.

En cours des sondages ont été prélèves 33 échantillons de marne argileuse pour des essais au laboratoire et ont été réalisés 116 essais de perméabilité type lugeons.

Deux galeries de reconnaissance, d'environ 60m de longueur chacune, ont été excavées, une en rive droite et l'autre en rive gauche. Ces galeries ont été localisées dans le tracé des galeries de drainage prévues, soit environ 40m en aval de l'axe du barrage et aux cotes 76m et 79m respectivement en rive droite et en rive gauche.

IV.2. Cartographie géologique :

De la digue et de l'évacuateur de crues :

L'ensemble des fondations du barrage et de l'évacuateur de crues est couvert par une cartographie géologique à l'échelle 1 /1000.

L'échelle 1/200 a été adoptée pour les cartographies géologiques réalisées, au fur et à mesure de l'avancement des travaux, pour les appuis droit et gauche de la digue et pour la zone des fouilles de l'évacuateur de crues.

La zone du saut de ski ou, par la suite des travaux d'excavation, un ancien chenal fossilisé de l'oued a été mis en évidence, a été cartographié à l'échelle 1/500.

Des galeries et des puits :

Suit à l'excavation des plusieurs galeries et du puits de prise d'eau, a été réalisée, à l'échelle 1 /100, la cartographie suivante : galerie de dérivation provisoire, galeries et puits de prise d'eau, galeries d'accès (dans les deux rive), galeries d'injection en rive droite (cotes 76 et en rive gauche (cotes 79 et 130), galeries de drainage (dans les deux rives).

Suivant l'axe de la galerie de dérivation provisoire, la cartographie géologique a été réalisée à l'échelle 1/500.

IV.3. Condition géologique :

- **Structure du site** :

Les roches du site du barrage, qui appartiennent au Miocène composent d'une base de marne du Tritonien recouverte d'une crête calcaire de la même époque, qui ne se présente de manière continue sur l'emplacement du barrage.

Le lit de l'oued contient des épais d'alluvions récentes constituées de sable, de gravier et de galets, avec des lentilles de sables, limons et d'argiles.

L'excavation de la zone surmontant le saut de ski a mis en évidence que les alluvions constituent des masses continues au-dessous de la cote 115m. Les alluvions descendaient jusqu'à la cote 42m dans l'axe de la digue et même jusqu'à la cote 38m dans un chenal de l'oued. Ils donnent témoignage des grandes variations du niveau de l'oued dans le passé géologique.

Des phénomènes de karstification, quoique n'étant pas de grande taille, sont très fréquents soit en rive droite soit en rive gauche. C'est surtout en rive gauche se trouvé,

dans les fouilles de l'évacuateur de crues, des entonnoirs et des chenaux souterrains comblés soit par des alluvions soit par des argiles de dissolution.

La partie haute de la zone d'emplacement du barrage présente des terrasses de grande étendue formées par des argiles et des limons récents.

Les flancs et les crêtes des montagnes dominant la gorge sont lisses, sans aspérités, ce qui prouve qu'un important le niveau de la mer était bien plus haut que maintenant.

- **Perméabilité des massifs :**

Par les essais type Lugeons réalisés en phase d'avant-projet détaillé, les perméabilités moyennes obtenues ont été :

- Prés de la surface, de 2 lugeons, dans une fourchette de 1 à 15 lugeons.
- En profondeur, de 10 lugeons dans une fourchette également de 1 à 15 lugeons.

En phase de projet d'exécution et aussi pendant les injections, les perméabilités moyennes obtenues en toute la profondeur des forages jusqu'à la marne argileuse, c'est -à-dire en traversant le calcaire, la marne sableuse et le conglomérat, ont été 51 lugeons, dans une fourchette de 1 à 580 lugeons.

Dans le lit de l'oued, après le déblayage total des alluvions, ont été réalisés des essais sur la marne argileuse, lesquels ont donné des résultats de l'ordre de 1 lugeons, ce qui a permis de prendre la décision de ne pas faire des injections dans cette formation.

- **Étanchéités des formations de la retenue :**

Comme il a été déjà référé, la marne qui se trouve dans le lit de l'oued est une formation imperméable, n'ayant pas besoin d'être injectée.

Le contact entre cette marne et la base de l'ensemble des formations perméables monte rapidement et il est déjà à la cote 130m à une distance de seulement deux kilomètres en amont de la digue.

La possibilité d'importantes fuites d'eau est peu probable donnée la longueur du voile d'étanchéité et la réduite extension des zones perméables (hors du voile d'étanchéité). Néanmoins, les karts trouvés rendent possible que dans des massifs calcaires comme celui-ci, l'eau puisse trouver quelques lignes de cheminement.

IV.4 Caractéristiques géotechniques des sols du site et de la cuvette :

La partie géotechnique du présent rapport traite de l'ensemble des essais de laboratoires auquel ont été soumis les échantillons des différents types de sols prélevés.

Ces résultats sont résumés au tableau suivant :

Tableau IV. 1: Les paramètres des matériaux des résultats d'essais

	Les paramétres				
Matériaux	Angle de frotement	Cohesion Kg/m^2	Densité t/m^3	Pression Interstitielle dynamique A d	Coefficient de consolidation C v (m^2/s)
Alluvions grossiers de fondation	35	0	1.92	0.3	$2*10^{-7}$
Alluvions fines de fondation	22	0	2.02	0	$7*10^{-7}$
Marne de fondation	19	2	2.05	0	-
Remblai alluvial	39	0	2.4 (u /s) 2.35 (d/s)	0.2	10^{-5}
Matériau du noyau	24	11	2.07	0.1	$4*10^{-7}$

IV.5 Zone d'emprunt et caractéristique des terrains :

Les essais ont été exécutés sur l'ensemble des zones d'emprunt proposées à environ 1 km en amont du barrage.

IV.5.1 Matériau de confection des massifs :

Les échantillons des alluvions graveleuses ont étant soumis à des essais en laboratoire.
Les résultats sont représentés suivants :

Tableau IV. 2 : les dépôts des alluvions des échantillons

Galets et graviers	0-70°/°
Sable grossier	27-65°/°
Sable fin	3-17°/°
Limon	0-12°/°
Argile	0-6°/°

IV.5.2 Granulats pour béton :

Les graviers alluviaux ont les qualités mécaniques nécessaires pour servir de granulats pour béton.

Ce sont des fragments de calcaire et de calcaire argileux non poreux et d'assez grande dureté, les essais ont montré que la durabilité de ces graviers est satisfaisante, encore ils sont exploités pour la confection des conduites et des canaux d'irrigations.

IV.6 Conditions de fondation des ouvrages :

Fondation de la digue :

Dans la zone correspondante au lit de l'oued, la fondation est constituée des couches calcaires recouvrent une formation épaisse de marne, relativement tendre mais imperméable. La marne est recouverte l'alluvion dans le lit de la rivière et le contact marne-calcaire a été repéré dans plusieurs sondages profonds exécutes dans les appuis du barrage.

Les appuis sont constitués d'une série de roches, dont la base est un conglomérat d'épaisseur variable, généralement de 0.4m à 0.6m, sur lequel repose une marne sableuse (ou grés de ciment marneux), d'épaisseur variable de 8m à 10 m, et finalement une épaisse formation de calcaire constituant de 0.5m à 3m d'épaisseur. Dans les couches de calcaire sont intercalées deux couches de cinérite : une cinérite supérieure, de 0.2m à 0.6m, d'épaisseur, situé dans les deux rives à la cote d'environ 100m, et une cinérite inférieure, généralement avec l'épaisseur de 1m à 2 m, qui peut être réduite a moins de 0.2m en des zones qui ont été siège d'un étirage, situé à la cote 80m en rive droite et a une cote d'environ 65 m en rive gauche.

Au site des deux côtes de la vallée, le pendage des couches est légèrement incliné vers l'aval (vers le nord), il existe une courbure anticlinale complémente sous le coté droite de la vallée.

La carte géologique indique que 'il existe un grand nombre de failles, le niveau de la nappe phréatique est proche du niveau de la rivière.

Des phénomènes localises de dissolution ont été découverte dans la masse rocheuse, mais il ne semble pas que le site soit hautement karstique.

Des essais de perméabilité lugeons ont été effectués dans les sondages et ont donné des perméabilités faibles à modérées. Heureusement le nombre des failles portées, sur la carte géologique n'auront pas d'influence sur le barrage, ou les ouvrages annexes.

Fondation des ouvrages de l'évacuateur de crues :

Le terrain de fondation des ouvrages en béton de l'évacuateur de crues est formé, pour la plupart d'un calcaire sain, généralement de bonne qualité mais avec quelques exceptions.

Au niveau de canal d'accès et du coursier, la roche, bien que saine, se présentait très fracturée et un joint, de direction NW/SE, était karstifié et c'est pourquoi, après nettoyage, la cavité a été remplie avec du béton.

Dans la zone du coursier se situant entre Sta.0+112 et Sta. 0+137, la roche était constituée d'un calcaire fragmenté en des grands blocs cimentés d'un calcaire fragmenté en des grands blocs cimentés par de l'argile. Cette zone a été traitée par nettoyage des argiles des fissures et des cavités karstiques et par l'enlèvement des matériaux d'étanchés. Après on a fait le remplissage avec du béton et l'ancrage dans le calcaire sous-jacent. La longueur prévue pour les ancrages était de 3m mais elle a été augmentée pour 6m dans le but d'atteindre le calcaire au, tout au moins, d'obtenir une plus grande surface de contact. Dans la zone terminale du coursier et dans les zones du saut de ski et du canal de fuite, un ancien chenal de l'oued a creusé la roche calcaire et y ont été déposés des alluvions graveleuses passant a sableux graveleux, lesquels étaient bien cimentés et avaient le comportement mécanique d'un conglomérat.

Le traitement de cette zone a été fait par l'enlèvement presque total des alluvions sous le saut de ski et de 2m d'épaisseur des alluvions de la zone amont, de forte pente. On a fait aussi le remplacement des alluvions par du béton.

IV.7 Sismicité :

Notre barrage Gargar- Wilaya de Relizane est situé dans la zone «II.a» (Fig. II.01), zone caractérisée par une intense activité séismique d'après le Règlement Parasismique Algérienne R.P.A/2003.

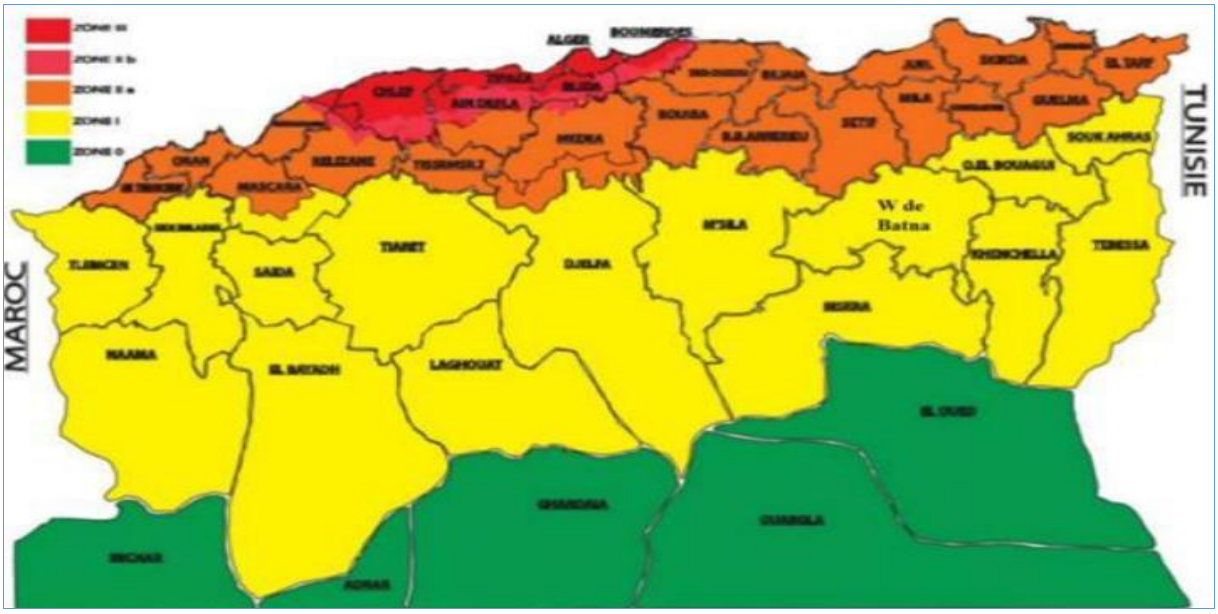


Figure IV. 1: la Carte de micro zonage sismique du territoire national. (RPA99/version2003)

Tableau IV. 3: Coefficient d'accélération sismique

Classification de l'ouvrage selon leur importance	Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III
Ouvrage d'importance vitale	1A	0.15	0.25	0.3	0.4
Ouvrage d' une grande importance	1B	0.12	0.20	0.25	0.30
Ouvrage Courant	2	0.10	0.15	0.20	0.25
Ouvrage de faible importance	3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre ouvrage a une grande importance.

D'après le règlement parasismique algérien RPA/2003, notre ouvrage est d'une grande importance, et se trouve dans la zone II-a, d'après le tableau précédent on peut tirer :

Le coefficient d'accélération sismique = 0.20

L'accélération sismique est donc : As=0.2*9,81=1.962 m/s2

Conclusion :

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous Permettent de dire que toutes les conditions géologiques et géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage Gargar de la willaya de Relizane.

Chapitre V

Etude hydrologique

CHAPITRE V

Introduction

Le dimensionnement et l'exploitation des ouvrages hydrotechniques passent évidement par une étude hydrologique. L'hydrologie est une science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, en commençant par les précipitations, les écoulements, les évaporations et les infiltrations, et arrivant à des débits moyens et extrêmes.

Le but de ce chapitre est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques du cours d'eau faisant l'objet d'étude. Dans ce cadre nous procédons à étudier le bassin versant sur oued rhiou, d'abord on va déterminer les paramètres géométrique et morphologique du bassin, les caractéristiques climatologiques, tel que les précipitations, puis la quantification des apports liquides disponibles, ainsi que les apports solides engendrés. La partie la plus importante est cellequi concerne l'étude des crues extrêmes : nous allons calculer les débitsde crue. Afin de déterminer levolume utile et les différentes hauteurs et cotes de la digue, on doit faire la régularisation des débits, ensuite un laminage de crues. Et finalement une étude d'optimisation pour opter unelargeur optimale du déversoir.

V.1. Le Bassin versant

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure (axe de barrage), est définie comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ces affluents en amont de cette section. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

V.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin **versant**

Les coordonnées UTM (Fuseau 31) de l'axe du barrage sont les suivantes :

X = 317084.282m

Y = 3980848.683m

Z= 112 m NGA

La délimitation du bassin versant faite en utilisant le logiciel ArcGis 10.5 :

CHAPITRE V

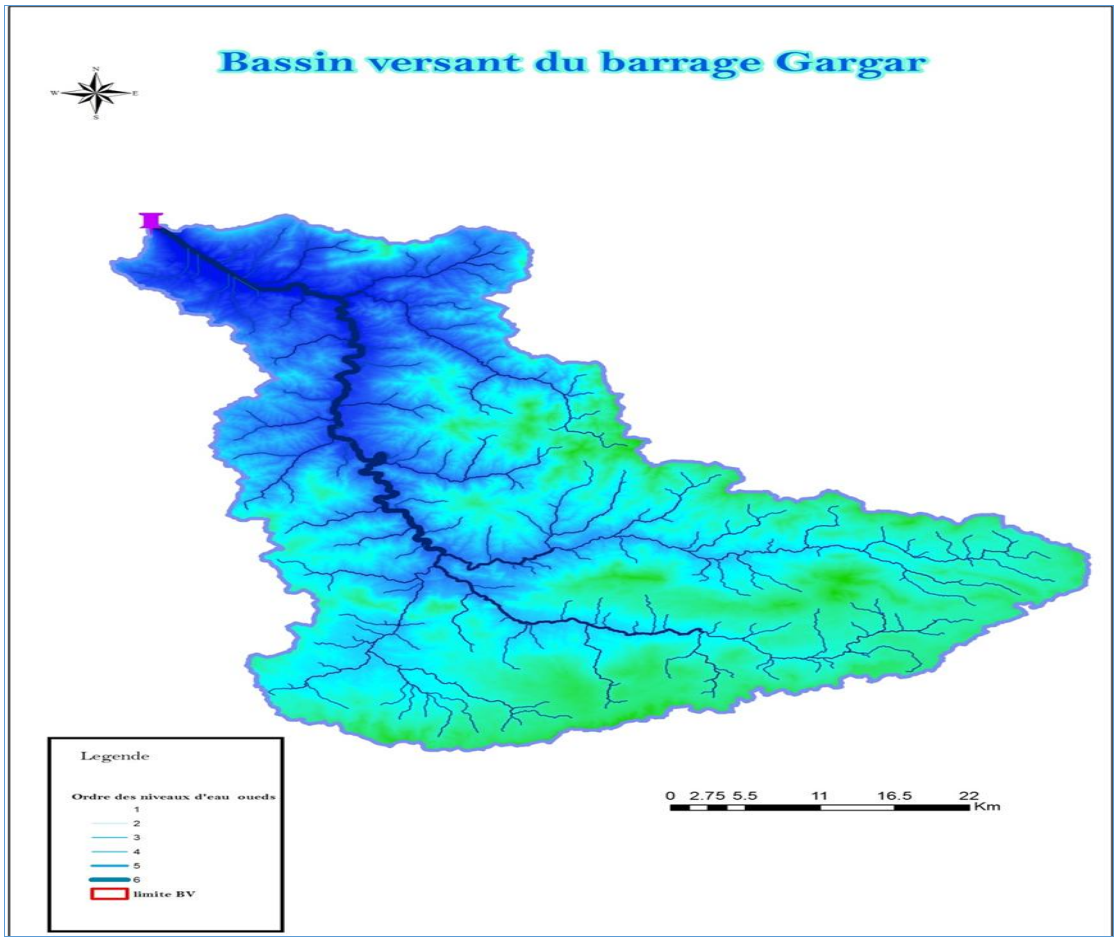


Figure V. 1 Délimitation du bassin versant du Gargar:

V.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

a. Surface du bassin versant

La superficie du bassin versant de l'oued méhari obtenue par plan métrage.

$$S = 2360 km^2$$

b. Périmètre du bassin versant

A l'aide du curvimètre on a parcoure la ligne de partage des eaux délimitant le bassin versant.

$$P = 318.15 \text{ Km}$$

c. Longueur du thalweg principal

Mesure au curvimètre : Lp = 138.27 Km

d. Hypsométrie du bassin

La caractéristique la plus significative d'un bassin versant est la nature du relief. Elle nous renseigne sur le taux de surface supérieur ou inférieur à une altitude donnée sur l'aptitude des terrains à l'infiltration et à l'évaporation ; En traçant la courbe hypsométrique, on utilisant ces données.

A partir de cette courbe on peut calculer l'altitude moyenne et déterminer l'altitude médiane du bassin versant.

- **Les altitudes :**

Les altitudes peuvent calculée par deux méthodes :

- **Altitude moyenne** :

H_m est déduit graphiquement de la courbe hypsométrique (méthode graphique).

Hmoy=624.94m

- **Altitude max :** Hmax=1267m
- **Altitude min :** Hmin=112m

V.1.3. Caractéristiques morphologiques

1. Indice de compacité (de Graveluis) Kc : (Touaibia, 2004)

Cet indice nous permettra de déterminer si le bassin est allonge ou non, il est dépendant de « $\bar{S}$ » et de « P » est calculé par la formule suivante :

Si K_C < = 1.28 => bassin ramassé

Si K_C> 1.28 => bassin allongé

AN: K_c = 1.83 bassin allongé

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

2.Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = Lp^2 / S$$

Lp : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant, AN : Ca =8.10

3. Rectangle équivalent :

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique desbassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité. Les dimensions sont tirées comme suit :

S = L.l Où :
L : longueur de rectangle équivalent.
P/2 = (L+l)
l : largeur de rectangle équivalent.

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation : X2-P/2.X+A=0

$$\Delta = \frac{P\text{^}2}{4} - 4S = Kc^2 \frac{S}{0.28^2.4} - 4S$$

$$Avec : Kc \geq \Rightarrow \Delta \geq 0$$

Longueur du rectangle « L » : $L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left[\sqrt{1 - \frac{(1.128)^2}{K_c}} + 1\right]$

AN: L=90.26km

Largeur du rectangle « l » : $l = \frac{P}{2} - L$

AN: l = 35.28km

4. Répartition et courbe hypsométrique (Touaibia, 2004)

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée **à l'aide de logiciel de SIG.** Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau **V.1**et la figure **V.2.**

CHAPITRE V

Tableau V. 1: Coordonnées de la courbe hypsométrique (méthode analytique)

Altitudes				surf partielle		surface cumélées		
MIN	**MAX**	**Moyenne**	**max - min**	**surf (km2)**	**%**	**surf (km2)**	**%**	**hi*si**
1210	**1267**	1843.5	57	0.499	0.021	0.499	0.021	920.91
1152	**1209**	1756.5	57	3.97	0.17	4.47	0.19	6975.98
1094	**1151**	1669.5	57	10.18	0.43	14.65	0.62	16989.47
1037	**1093**	1583.5	56	21.75	0.92	36.41	1.54	34446.72
979	**1036**	1497	57	48.042	2.04	84.44	3.58	71919.47
921	**978**	1410	57	112.37	4.76	196.81	8.339	158439.13
863	**920**	1323	57	156.48	6.63	353.29	14.97	207022.98
806	**862**	1237	56	211.98	8.98	565.27	23.95	262214.4
748	**805**	1150.5	57	230.25	9.76	795.52	33.71	264908.038
690	**747**	1063.5	57	224.34	9.57	1019.87	43.23	238589.24
632	**689**	976.5	57	222.87	9.44	1242.74	52.66	217633.62
575	**631**	890.5	56	211.71	8.97	1454.44	61.63	188524.06
517	**574**	804	57	180.63	7.65	1635.07	69.29	145224.51
459	**516**	717	57	143.073	6.06	1778.14	75.35	102583.06
401	**458**	630	57	135.2	5.73	1913.34	81.08	85173.95
344	**400**	544	56	117.03	4.96	2030.37	86.04	63662.25
286	**343**	457.5	57	103.29	4.38	2133.66	90.41	47255.27
228	**285**	370.5	57	92.75	3.93	2226.41	94.35	34365.54
170	**227**	283.5	57	73.97	3.13	2300.38	97.48	20969.39
112	**169**	196.5	57	59.47	2.52	2359.85	100	11686.83
		Total		**2359.85146**	100			**2179504.81**

Analytiquement

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{S}$$

AN : Hmoy=1020.2m

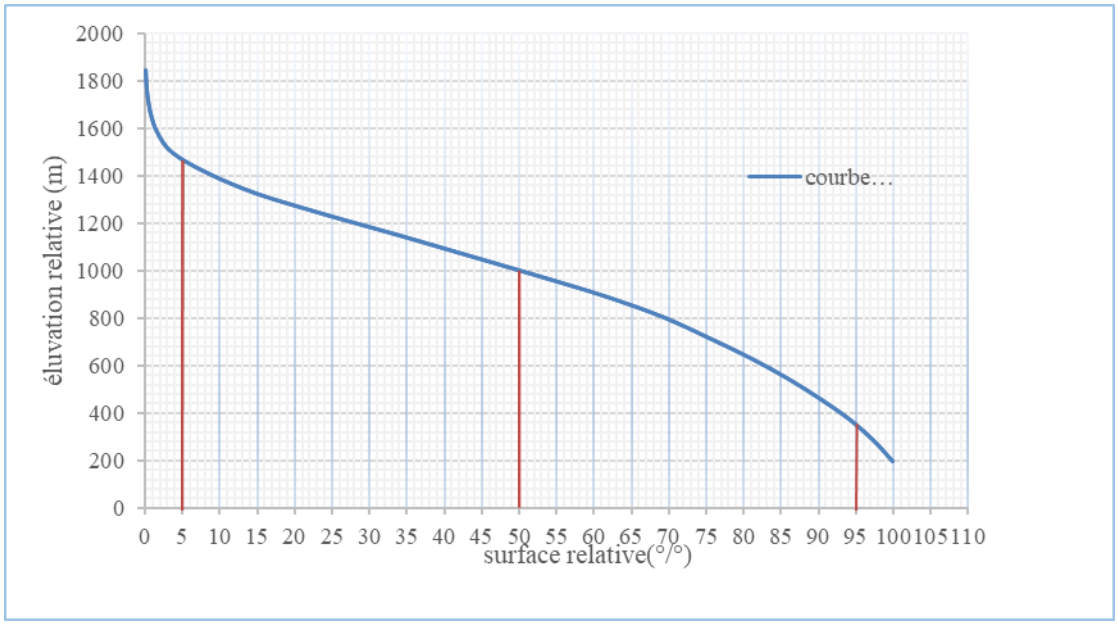


Figure V. 2: Courbe hypsométrique du bassin versant du gargar

D'après la courbe hypsométrique on tire :

✓ **Altitude médiane :**

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$H_{med} = H_{50\%} = 1000\mathbf{m}$$

4. **Pente moyenne du bassin versant** : (Touaibia, 2004)

$$P_{moy} = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + ... + l_{n-1} + 0.5l_n)}{\bar{S}}$$

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau consécutives en (m)

$l_1, l_2, \ldots, l_{n-1}, l_n$: représentent les longueur des courbes de niveau en Km,

S : Surface du bassin versant en (Km^2)

En utilisant le logiciel ArcGis (pour la détermination des longueurs de courbes de niveau), on a trouvé une pente moyenne de10.5**%.**

V.1.4. Caractéristiques hydrographique :

1. Densité de drainage :

Elle est définie comme étant la longueur totale de tous les talwegs du bassin

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S}$$

$\sum_{i=1}^{n} L_i$: Longueur total des talwegs d'ordre i en Km

S : Surface de bassin versant en Km^2

CHAPITRE V

Pour précéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il en existe plusieurs classifications dans la plus courante est la classification de STRAHLER qui est d'ordre (x+1)

Tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x)

Dans notre bassin versant de l'oued Rhiou, le cours d'eau principal est d'ordre 6

AN :

$D_d = \frac{913}{360} = 0.81 Km/Km^2$

$\sum_{i=1}^{n} L_i$ =1913km

2. Coefficient de torrentialité

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

$$C_t = D_d . F_1$$

Ou F_1est le rapport entre le nombre des thalwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$F_1 = \frac{N_1}{S}$

AN : $F_1 = \frac{959}{2360} = 0.41$ C_t=0.41*0.81=0.3321

3. La dénivelée utile

Calculée à partir de la courbe hypsométrique

Du = H5% -H95 % ou ($H_{5\%}$, $H_{95\%}$ sont tirés d'après la courbe hypsométrique)

AN :

H5°/°=1472m

H95°/°=360m

Du=1112m

a. Indice de pente globale

Le relief joue un rôle capital dans la plus ou moins grande aptitude au ruissellement des terrains. Son appréciation peut être faite à l'aide de l'indice de pente globale Ig, qui est calculé comme suite:

Ig = Du/L

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Avec D= $H_{5\%}$-$H_{95\%}$ (ce détermine graphiquement)

Où:

Du: la dénivelée utile

L : La longueur du rectangle équivalent.

AN :

$$I_g = \frac{1112}{90.26} = 12.32 m/km = 0.01232 m/m = 1.232°/°$$

b. Indice de pente M. 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 :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i}^{n} \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1

Tableau V. 2: données pour le calcul de la pente

max – min	surf km2	**%**	surf km2	**% cumulé**	hi*si	racine (ai*si)
57	0.49	0.021	0.49	0.02	920.9	0.11
57	3.97	0.17	4.47	0.19	6975.97	0.31
57	10.18	0.43	14.65	0.62	16989.47	0.49
56	21.75	0.92	36.40	1.54	34446.72	0.72
57	48.04	2.04	84.44	3.58	71919.47	1.08
57	112.37	4.76	196.81	8.34	158439.13	1.65
57	156.48	6.63	353.29	14.97	207022.98	1.94
56	211.98	8.98	565.27	23.95	262214.4	2.24
57	230.25	9.76	795.52	33.71	264908.04	2.36
57	224.34	9.51	1019.87	43.21	238589.24	2.33
57	222.87	9.44	1242.74	52.66	217633.62	2.32
56	211.71	8.97	1454.44	61.63	188524.06	2.24
57	180.63	7.65	1635.07	69.29	145224.51	2.09
57	143.07	6.06	1778.14	75.35	102583.06	1.86
57	135.19	5.73	1913.34	81.08	85173.95	1.81
57	117.02	4.96	2030.37	86.038	63662.25	1.67
57	103.29	4.38	2133.66	90.41	47255.27	1.58
57	92.75	3.93	2226.41	94.35	34365.54	1.49
57	73.96	3.13	2300.38	97.48	20969.39	1.37
57	59.47	2.52	2359.85	100	11686.83	1.2
	2359.85	100			**2179504.81**	**30.83**

A.N : Ip = 3.245°/°

4. **Dénivelée spécifique:**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout basin quelle que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule suivante :

Ds = Ig * √S =12. 32* $\sqrt{2360}$ =598.504m

- **Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)**

1) Très faible Ds (m)<10

2) Faible Ds (m)= 25

3) Assez faible Ds (m)= 50

4) Modéré Ds (m)=100

5) Assez fort Ds (m)= 250

6) Fort Ds (m)=500

7)Très fort Ds (m) >500

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est très fort

5. Pente moyenne du cours d'eau

La pente moyenne ($\bar{I}$) de l'Oued Rhiou est calculée selon la relation ci-après :

$$\bar{I} = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux points du cours d'eau suffisamment éloignés (m)

ΔL : Distance entre ces deux points

AN :

$$\bar{I} = \frac{902 - 112}{138.27} = 5.713°/°$$

Ou par cette formule :

$$\bar{I} = (\sqrt{I_g})/0.8 = 4.4°/°$$

6. Indice de pente moyenne Ipm

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H\max - H\min}{L}$$

Hmax=1267m

Hmin=112m , L=90.26km

Ipm=12.8m/Km=0.0128m/m=1.28

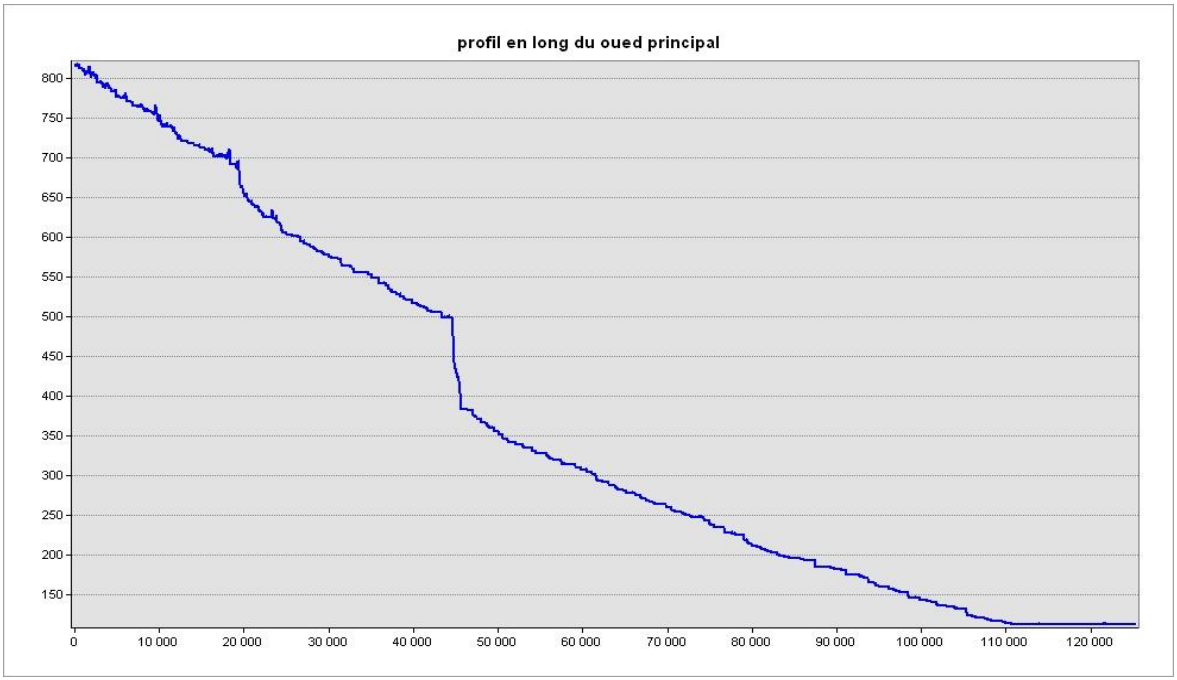


Figure V. 3: profil en long du talweg de l'oued principal

7. Temps de concentration :

Le temps de concentration est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus hydrauliques et hydrologiques sur les versants et dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Normalement on donne la priorité à celles élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

Le temps de concentration de la phase hydrologique maximale de la crue est la durée que met la portion constituant le noyau maximum central de la pluie pour se transformer en ruissellement maximum et participer à la formation du débit maximum de la crue qui traverse une section donnée. La majorité des anciennes formules sont élaborées dans des conditions physico-géographiques qui ne sont pas identiques à celles du Nord de l'Algérie.

Nous examinons des formules qui nous semblent applicables:

A. Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}$$

S : Surface du bassin versant en Km^2.

Lp: longueur du talweg principale en Km

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

AN :

$$T_c = \frac{4\sqrt{2360} + 1.5(138.27)}{0.8\sqrt{(1020.2 - 112)}} = 16.663h$$

B. Formule de CALIFORNIA CULVERT PRACTICE :

$$Tc = \left(\frac{0.87.L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386}$$

Où :

$H_{max,}$ et H_{min} sont les Altitudes maximale et minimale du Bassin versant.

Lp : longueur du talweg principale en Km.

AN :

Tc=18.77h

C. Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0.6615 L_T^{0.77} I_g^{-0.385}$$

I_g : indice de pente globale

L_p : longueur du talweg principale en Km

T_{C} =11.195h

Les résultats obtenus par les différentes formules sont portes dans le tableau **(V.03)**

Tableau V. 3: Récapitulatif des temps d concentration

N°	AUTEURS	Tc (h)
1	CALIFORNIA	18.77
2	KIRPICH	11.195
3	GIANDOTTI	16.663

On prend donc la valeur de Tc=11.195h = 11 heure 11 minutes 40 secondes, par mesure de sécurité on a choisi la valeur la plus petits (la crue la plus dangereuse est la plus courte.

11. Vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L_P}{T_c}$$

L_P : Longueur de talweg principal en (Km)

T_c : temps de concentration en (h) AN: V_r = 12.35km/h = **3.43m/s.**

Tableau V. 4: Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Surface S		Km²	2360.00
Périmètre P		Km	318.15
Indice de Gravélius Kc		--	1.83
Indice de forme de Horton K_H		--	0.12
Indice de Forme F		--	
Densité de drainage D_d		Km/Km²	0.81
Longueur du Bassin Versant L_{BV}		Km	138.27
Largeur du Bassin Versant B_{BV}		**Km**	17.07
Longueur du rectangle équivalent L		Km	90.26
Largeur du rectangle équivalent l		Km	35.28
Relief			
Altitude	Maximale : H_{max}	M	1267.00
	Moyenne : H_{moy}		1020.20
	Médiane : $H_{50\%}$		1000.00
	Minimale : H_{min}		112.00
	$H_{5\%}$		1472.00
	$H_{95\%}$		360.00
Pente moyenne du bassin I_m		°/°	**10.5**
Indice de pente de Roche I_P		%	3.25
Indice de pente classique ou moyenne I_c		m/Km	12.80
Dénivelée totale du BV Dt= H_{max}- H_{min}		M	1155.00
Dénivelée Globale D_G=$H_{5\%}$- $H_{95\%}$		M	1112.00
Indice de pente globale I_g		m/Km	12.32
Dénivelée spécifique D_S		M	598.50
Dénivelée de cours d'eau D_{TP}		M	790
Pente moyenne de cour d'eau I_{TP} ou I_T		%	5.713459174
Temps de concentration Tc		H	11.195
Vitesse de ruisselement Vr		m/s	3.43

CHAPITRE V

V.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

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

V.2.1 Températures

La température moyenne mensuelle est de 18.22°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre2.68 °C et15.61 °C, alors qu'en juillet elle est située entre 22°C et33.4°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base des ans est illustrée par le tableau suivant:

Tableau V. 5: Répartition mensuelle des températures (Source: ONM)

Mois	Janv	Fév	Mar	Avr	mai	jui	juil	aout	Sep	Oct	nov	Dec	annuel
tmax (degC)	15.61	18.83	18.85	21.49	26.73	30.14	34	33.6	30.09	25.29	19.63	16.09	34
tmin (degC)	2.68	4.2	7.88	11.35	13.35	12.5	21.76	5.3	13	5.6	8.17	5.15	2.68
tmoy (degC	9.145	11.515	13.365	16.42	20.04	21.32	27.76	19.45	21.545	15.445	13.9	10.62	18.22

Source: ONM

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois de juillet (34°) et la température minimale au mois de janvier et février (2 .68°et 4.2°). La température annuelle moyenne est de 18.22°.

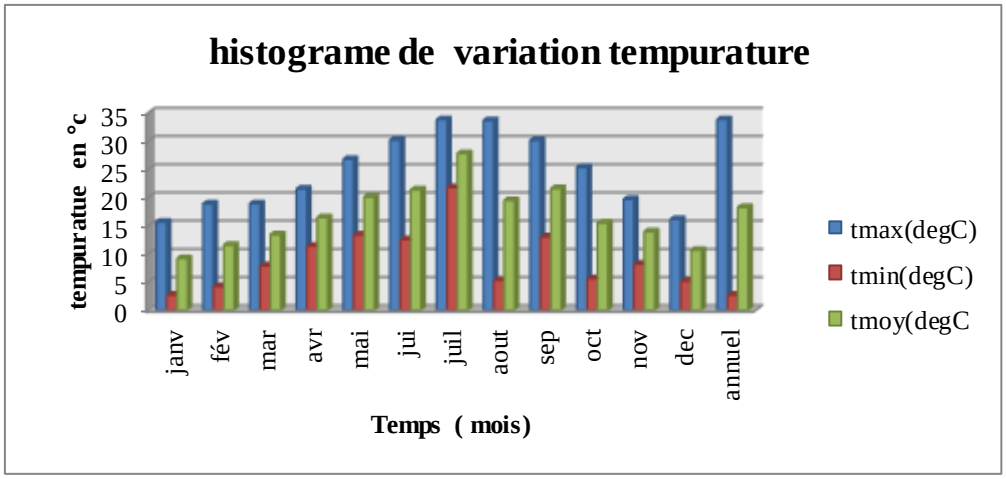


Figure V. 4: Répartition mensuelle de la température (source : O.N.M)

V.2.2 Evaporation :

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière d'avril à Juillet. L'évaporation moyenne annuelle au site du réservoir varie entre 1300mm à 1400mm, basée sur la carte d'évaporation de l'ANRH. La valeur adoptée pour l'étude de régularisation est de 1376.09mm.

Tableau V. 6: Répartition mensuelle de l'évaporation (source : O .N.M)

Mois	jan	Fév	Mars	Avr	Mai	jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	annuel
evapo (mm)	42.12	52.33	82.74	107.58	150.47	180.28	203.64	196.3	147.35	104.6	64.4	44.28	1376.09

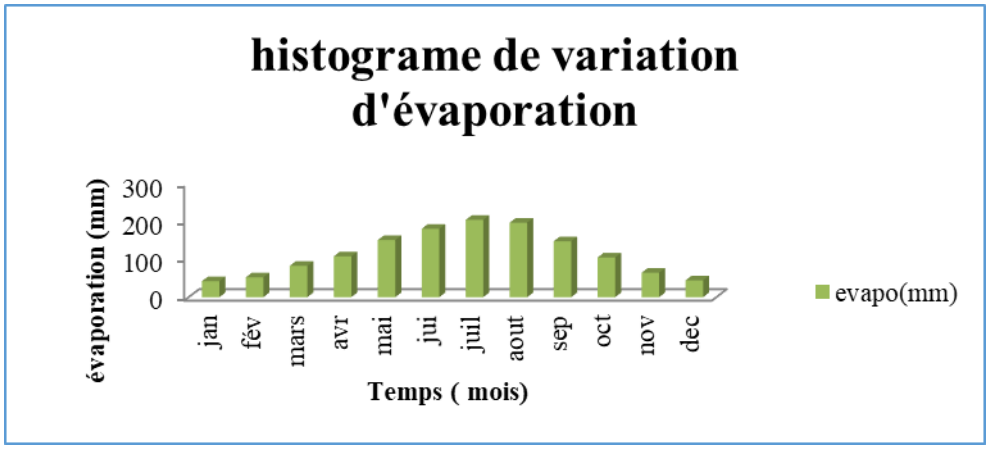


Figure V. 5: Répartition mensuelle d'évaporation (Source : O.N.M)

V.2.3 Humidité:

Le tableau suivant représente l'humidité moyenne de la station de Relizane :

(Altitude : 94 m Latitude : 35°44'N Longitude : 00°32'E)

L'humidité moyenne inter annuelle enregistrée à la station de Relizane est de 69%.

Tableau V. 7: Répartition mensuelle de l'humidité (source : O. N.M)

Mois	jan	Fév	Mar	Avr	mai	jui	juil	aout	Sep	Oct	Nov	Dec	annuel
Humidité (mm)	83	80.5	77	72.5	63.5	65.3	53.73	54.3	62.6	68 .1	76.4	81.5	69

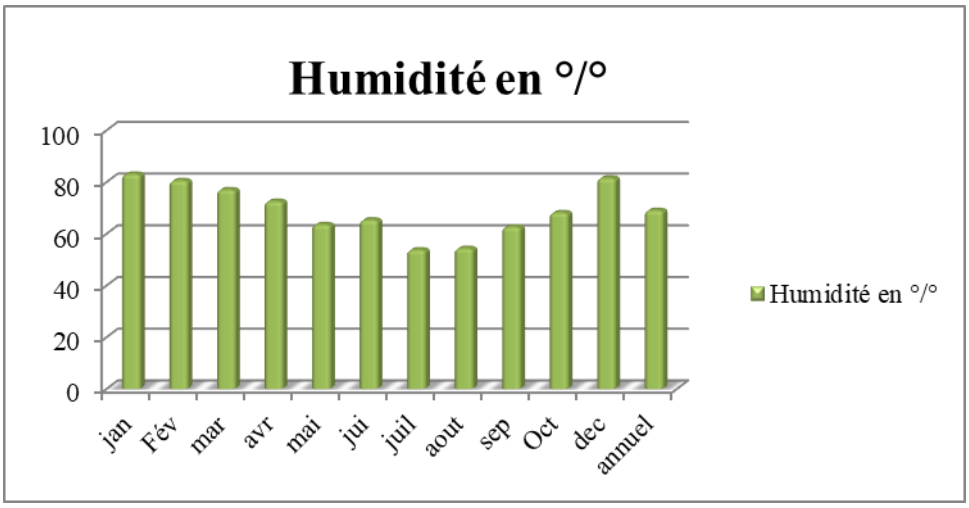


Figure V. 6: Répartition mensuelle de l'humidité (Source : O.N.M).

V.2.4 les vents

Les vents moyenne à willaya de Relizane est de vitesse **de 2.9m/s.**

tableau V. 8: Répartition moyenne mensuelle de la vitesse des vents (source : O. N.M)

Mois	Jan	Fév	mar	avr	mai	jui	juil	aout	sep	Oct	Nov	Dec	annuel
Vitesse du vent (m/S)	2.76	2.88	2.94	3.09	3.28	3.33	2.99	2.89	2.47	2.56	2.48	3.15	2.9

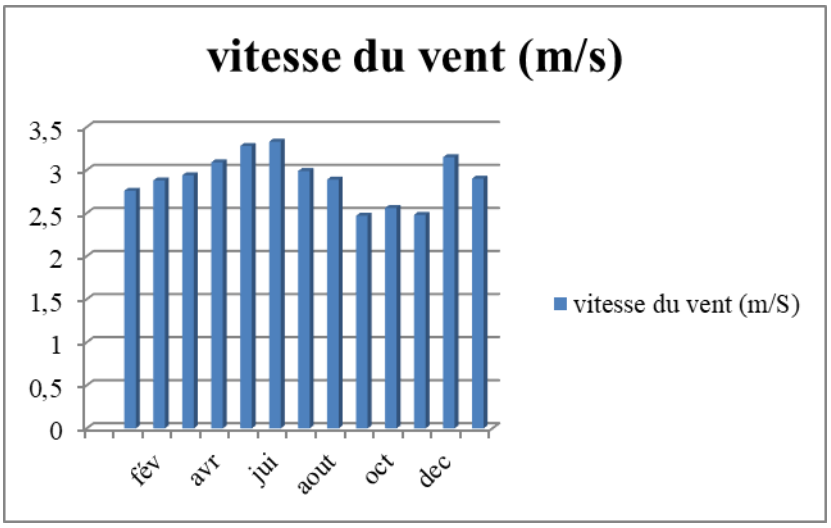


Figure V7: Répartition mensuelle de la vitesse des vents (Source : O.N.M).

V.2.5 Rayonnement descendant :

Selon le tableau :

Tableau V. 9: Répartition moyenne mensuelle de la vitesse des vents (source : O.N.M)

Mois	Jan	Fév	mar	Avr	Mai	jui	juil	aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Ann.
rayonnement decendant w /m²	109.7	145.74	188.1	227.37	288.88	289.9	268.8	214.17	160.8	114.6	114.6	95.8	198.3

Le Rayonnement moyen descendant annuel est de **198.39 w/m².**

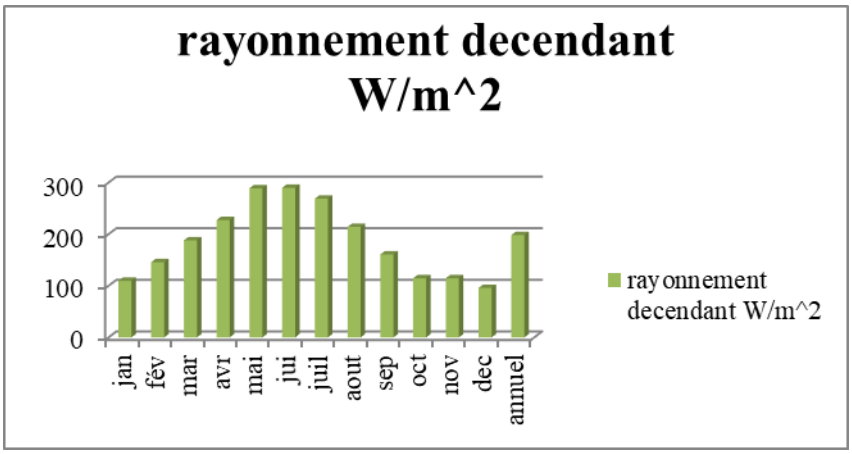


Figure V. 7: Répartition mensuelle de la vitesse des vents (Source : O.N.M).

V.2.6 Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

Tableau V. 10: les données des stations pluviométriques (Source : **ANBT** et **ANRH)**

Code	Coordonnées (UTM) avec Z =31S	Périodes des registres (ans)
012605	X= 326789.403 Y= 3972813 .84	87
012503	X=365598 Y=3925977	79
012504	X=340720 Y=3917354	30
012505	X=343158 Y=3931046	35

V.2.6.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

On dispose une série d'observations pluviométriques des stations suivantes :

a) Station d'Ammi Moussa : (Code 012605) :

Tableau V. 11: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	jui	juil	Aout	sep	Oct	Nov	Dec	annuel
P(mm)	16.68	34.67	49.14	54.2	52.41	45.86	39.42	38.24	30.33	8.4	1.14	2.82	373.32
Pluie en °/°	4.47	9.29	13.16	14.5	14.04	12.28	10.56	10.24	8.12	2.25	0.31	0.756	100

La répartition mensuelle des précipitations de cette station est présentée dans la figure ci-dessous :

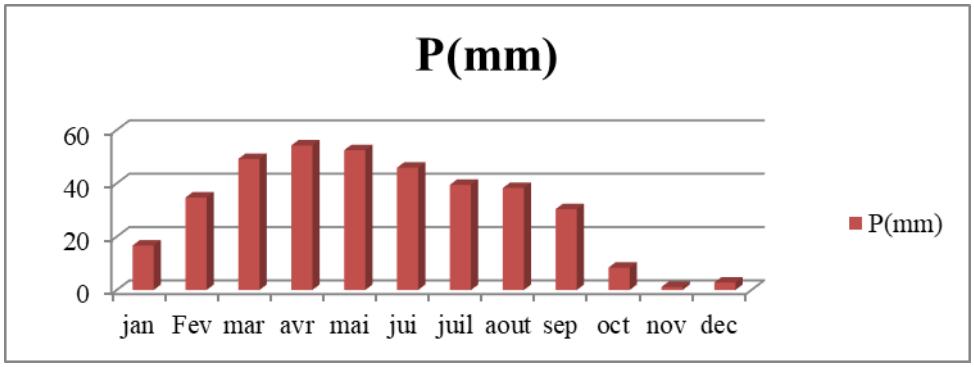


Figure V. 8: Répartition mensuelle des précipitations

b) Station de code de 012503

Tableau V. 12: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies (source : ANBT)

Mois	Jan	Fev	mar	Avr	mai	Jui	Juil	aout	sept	oct	Nov	Dec	annuel
p(mm)	55.08	42.2	46.25	40.63	32.29	10.71	1.77	4.73	20.23	31.01	42.85	50.91	378.66
pluie en °/°	14.55	12.21	12.21	10.73	8.53	2.83	0.47	1.25	5.34	8.19	11.32	13.44	100

La répartition mensuelle des précipitations de cette station est présentée dans la figure ci-dessous :

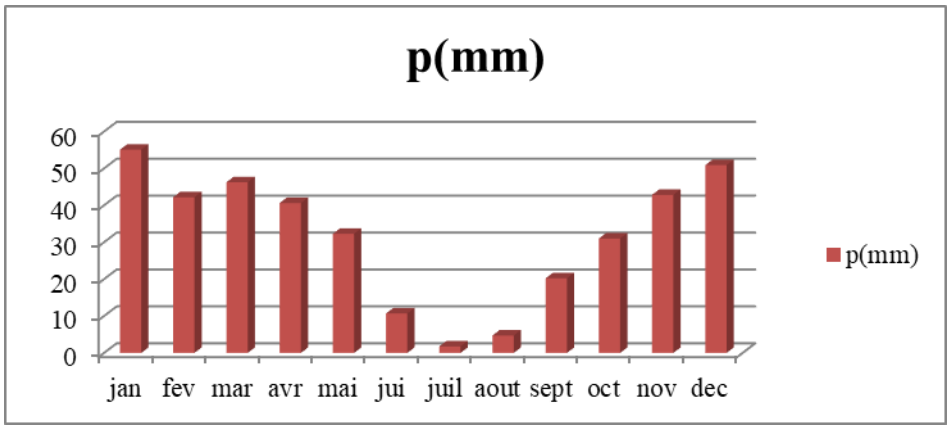


Figure V. 9: Répartition mensuelle des précipitations

c) Station de code de 012504 :

Tableau V. 13: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies (source ANBT)

mois	Jan	fev	Mar	Avr	mai	Jui	juil	aout	sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
p(mm)	59.4	49.5	51.15	49.21	31.94	8.13	2.16	6.09	13.54	32.58	39.9	48.72	392.32
pluie en °/°	15.14	12.62	13.06	12.54	8.14	2.07	0.55	1.55	3.45	8.3	10.17	12.42	100

La répartition mensuelle des précipitations de cette station est présentée dans la figure ci-dessous :

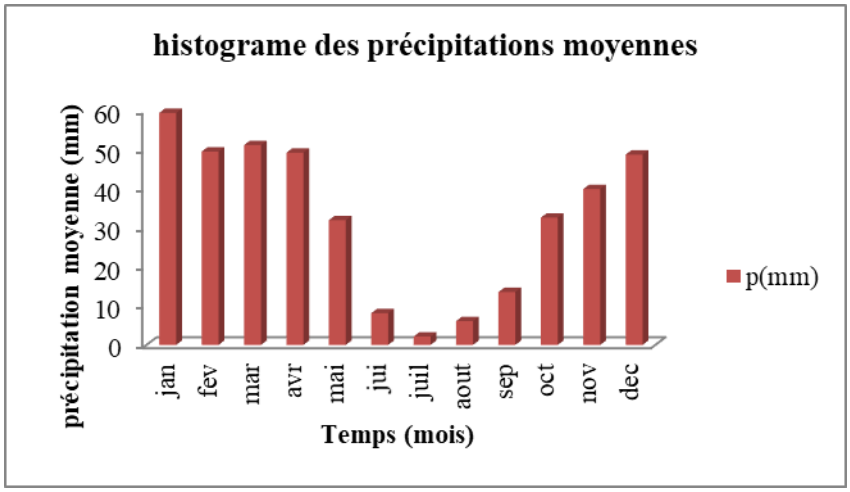


Figure V. 10: Répartition mensuelle des précipitations

d) Station de code de 012505 :

Tableau V. 14: Répartition moyenne mensuelle interannuel des pluies (source : ANBT)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	mai	jui	Juil	aout	Sep	Oct	Nov	dec	Annuel
p(mm)	56.24	49.59	61.59	41.55	41.8	9.13	1.2	2.42	14	46.55	49.58	63.04	436.69
pluie en °/°	12.89	11.36	14.03	9.51	9.57	2.09	0.27	0.55	3.21	10.66	11.35	14.44	100

La répartition mensuelle des précipitations de cette station est présentée dans la figure ci-dessous :

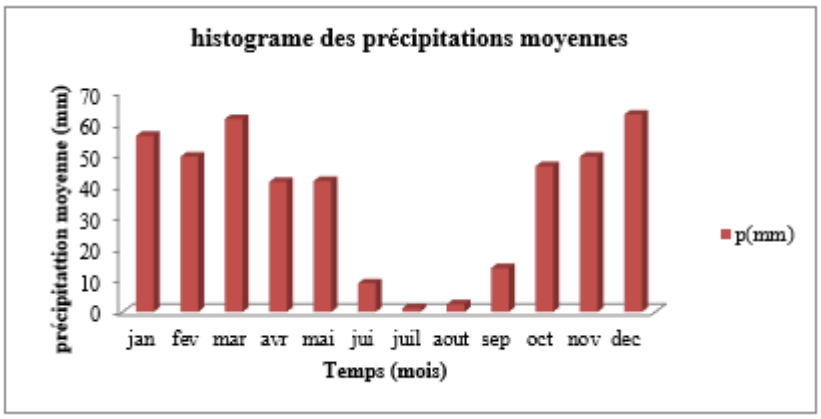


Figure V. 11: Répartition mensuelle des précipitations

NB : On considéré la pluie moyenne annuel de la station d'Ammi Moussa, d'où Pmoy=373.32mm car il existe un manque des données dans les autres stations.

V.2.6.2 Etude des précipitations

L'étude des précipitations se base sur les données des stations pluviométriques de code 2503,2605, 2702, 1006, 3101, 2504, 2505, 2706, 2304, 804, 2604,2607, on utilise la méthode de thiessen.

La détermination des zones d'influence de chaque station pluviométrique est déterminée par ArcGis.

- **La méthode de thiessen**

C'est une méthode purement géométrique et très utilisée, elle permetd'identifier à partir de la densité de réseau pluviométrique, les zones d'influences et les précipitations moyennes, cette dernières est donnée par la formule suivante (Touaibia, 2003) :

$Pmoy = \sum (Si * Pi)/S$ Avec:

Si : surface d'influence du pluviomètre

Pi : Précipitation au poste

S : Surface de bassin versant

Tableau V. 15: des données de polygone pour la carte de thiessen

code	P_M	Shape_Leng	Shape_Area	A_PM
2702	35.18	80402.002886	177243152.709	6235414112.32
2503	31.59	89899.006919	367476072.395	11608569127
1006	32.72	32414.617893	56146416.472	1837110746.96
2605	32	114052.506307	607904295.689	19452937462.099998
3101	48.53	33078.311812	52894174.3701	2566954282.18
2504	31.57	58309.038776	135747039.001	4285534021.26
2505	35.7	95020.911713	610113992.513	21781069532.700001
2706	33.48	9488.440379	2037821.12788	68226251.3616
2304	33.38	103407.43636	198621054.043	6629970783.96
804	25.58	26169.817876	19351578.9016	495013388.303
2604	23.5	71948.205484	77307803.2635	1816733376.69
2607	33	38506.504513	55070692.5499	1817332854.15

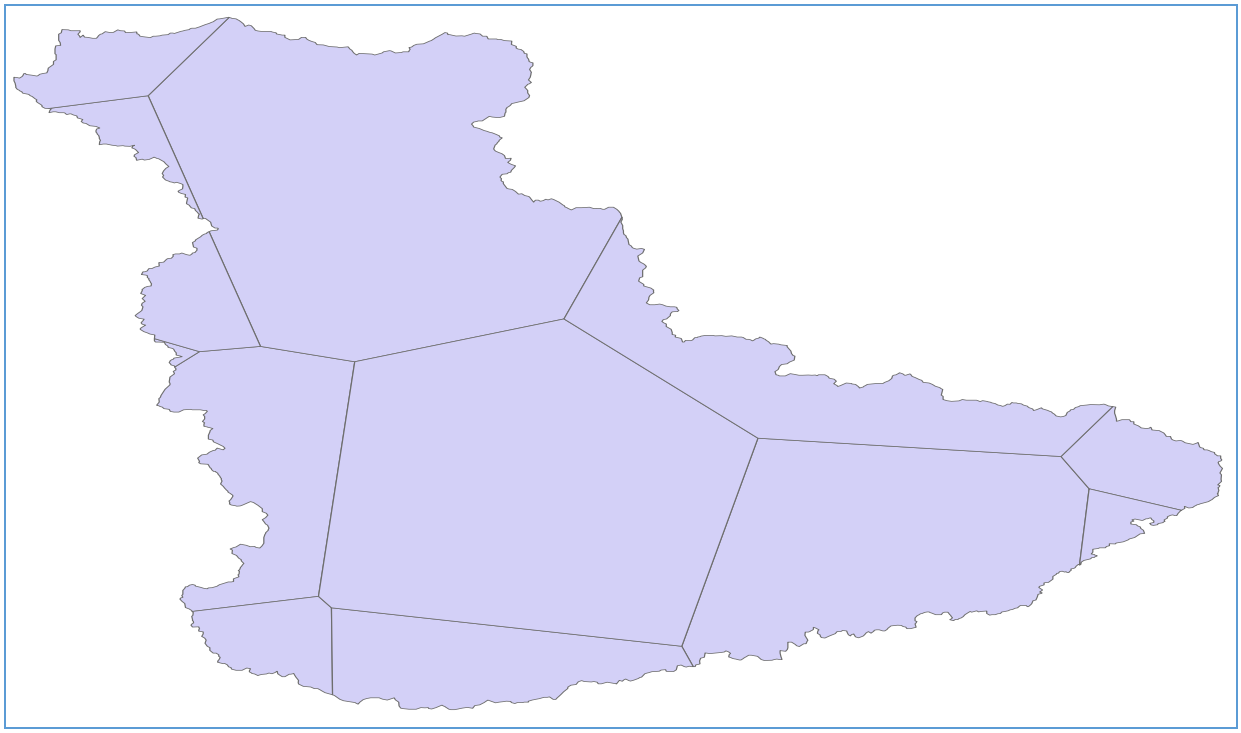


Figure V. 12: La carte de polygone de thiessen pour le bassin versant du barrage Gargar willaya de Relizane (par arc gis 10.5)

- **La méthode d'isohyte :**

Cette méthode est utile pour calculer la pluie moyenne annuelle de bassin versant du barrage Gargar, d'où :

Pmoy **=∑ (Pi)/4**

Avec:

Pi : Précipitation au poste

AN: Pmoy= 32.75mm

Tableau V. 16: les données de la carte d'isohyte

FID	Shape *	OBJECTID	Id	gridcode	Shape_Leng	Shape_Area	p_m
0	Polygon	3	3	31	43059.503176	74475905.5107	30.5
1	Polygon	4	4	32	260718.067026	1277500143.55	31.5
2	Polygon	5	5	35	26124.537111	30557177.1473	35.5
3	Polygon	6	6	34	71555.302195	225458396.691	33.5



Figure V. 13: La carte d'isohyte du barrage Gargar de la willaya de Relizane (par arc gis 10.5)

V.2.6.3 Précipitations maximales journalières :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 012605 a été choisie comme étant la plus représentative des pluies maximums journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

A) Estimation des pluies journalières maximales :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes:

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de l'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous amène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies. Par manque de données sur la station précédente. On opte à l'étude des pluies maximales journalières de la station d'ammi moussa (ces données sont les plus accueil).

Tableau V. 17: Caractéristiques empiriques de la série d'Ammi moussa

Maximum	133
Minimum	4.5
Moyenne	38.6
Écart type	19.1
Médiane	34.9
Coefficient de variation (Cv)	0.495
Coefficient de Skewness (Cs)	2.13
Coefficient de Kurtosis (Ck)	9.25

Tableau V. 18: Pluies maximales journalières de la station d'Ami Moussa

Année	Pjmax	Année	Pjmax	Année	Pjmax
1916	25	1948	24.2	1990	19.1
1917	21.1	1949	35	1991	24
1918	46	1950	37.2	1992	25.7
1919	25	1951	46.2	1993	21.1
1920	46	1952	16.7	1994	21.8
1921	48.2	1953	45	1995	40.9
1922	37	1954	45	1996	24.9
1923	25.6	1955	35	1997	88.5
1924	31	1966	63.4	1998	43.8
1925	37	1967	4.5	1999	54.3
1926	26	1968	46	2000	71.5
1927	37.5	1969	42	2001	73.7
1928	94	1970	28.4	2002	28.2
1929	36	1971	53	2003	31.7
1930	38	1972	74.8	2004	28.6
1931	35	1973	29.1	2005	22.7
1932	28	1974	34.6	2006	42.3
1933	39	1975	28.2	2007	17.7
1934	33	1976	49	2008	29.8
1935	50	1977	55.5	2009	27.9
1936	76.5	1978	47.5	2010	40.7
1937	47.5	1979	28.7	2011	41.2
1938	47.5	1980	30.7		
1939	32	1981	28.8		
1940	38	1982	29.7		
1941	24.7	1983	33.8		
1942	19.2	1984	21.8		
1943	133	1985	20.9		
1944	36.5	1986	30.7		
1945	69.6	1987	25.3		
1946	21.9	1988	34.8		
1947	38.8	1989	31.7		

B) Test d'homogénéité (Touaibia, 2004) :

- **Test de Wilcoxon :**

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon.

On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que:

N1et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement N2>N1.

On constitue par la suite, la série X unions Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous série s'appartient elle.

La série est homogène avec une probabilitéde95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

Avec :

$$W_{\min} \prec W_x \prec W_{\max}$$

$$Avec: W_x : Sommedesrangsde X = \sum Rang X .$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - U_{1-\infty/2}\sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$$

Tableau V. 19: Test de Wilcoxon

RANG	Origine	Ordre croissant	X	Y
0	Y	4.5	25	38.8
1	Y	16.7	21.1	24.2
2	Y	17.7	46	35
0	Y	19.1	25	37.2
0	X	19.2	46	46.2
0	Y	20.9	48.2	16.7
0	Y	21.1	37	45
0	X	21.1	25.6	45
0	Y	21.8	31	35
0	Y	21.8	37	63.4
0	X	21.9	26	4.5
5	Y	22.7	37.5	46
0	Y	24	94	42
0	Y	24.2	36	28.4
0	X	24.7	38	53
0	Y	24.9	35	74.8
0	X	25	28	29.1
0	X	25	39	34.6
0	Y	25.3	33	28.2
0	X	25.6	50	49
0	Y	25.7	76.5	55.5

10	X	26	47.5	47.5
16	Y	27.9	47.5	28.7
0	X	28	32	30.7
0	Y	28.2	38	28.8
0	Y	28.2	24.7	29.7
0	Y	28.4	19.2	33.8
0	Y	28.6	133	21.8
0	Y	28.7	36.5	20.9
0	Y	28.8	69.6	30.7
0	Y	29.1	21.9	25.3
0	Y	29.7		34.8
0	Y	29.8		31.7
0	Y	30.7		19.1
0	Y	30.7		24
0	X	31		25.7
0	Y	31.7		21.1
0	Y	31.7		21.8
18	X	32		40.9
0	X	33		24.9
0	Y	33.8		88.5
0	Y	34.6		43.8
0	Y	34.8		54.3
0	Y	35		71.5
0	Y	35		73.7
0	X	35		28.2
0	X	36		31.7
0	X	36.5		28.6
0	X	37		22.7
0	X	37		42.3
0	Y	37.2		17.7
0	X	37.5		29.8
0	X	38		27.9
0	X	38		40.7
0	Y	38.8		41.2
20	X	39		
0	Y	40.7		
0	Y	40.9		
0	Y	41.2		
40	Y	42		
0	Y	42.3		
0	Y	43.8		
0	Y	45		
0	Y			
0	X	46		
0	Y	46		
0	X	46		
0	Y	46.2		
0	Y	47.5		
0	X	47.5		
0	X	47.5		
23	X	48.2		
25	Y	49		
26	X	50		
27	Y	53		
31	Y	54.3		
33	Y	55.5		
0	Y	63.4		

0	X	69.6
0	Y	71.5
0	Y	73.7
0	Y	74.8
35	X	76.5
55	Y	
38	X	94
61	X	133

AN:

N1=31, N2=55

Wx= 511 , Wmax= 403 , Wmin= 891 .

La condition est vérifiée donc la série est homogène

- **Teste de la méthode test de la Médiane (MOOD) :**

On utilise encore la méthode test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

-On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe

+ Pour les valeurs xi > M, - Pour les valeurs xi<M
- On calcule les quantités Ns et Ts, avec Ns: Nombre total de séries de + ou –

Ts : taille de la plus grande série de + ou – La série est homogène si et seulement si :
$Ns > 1\ (N + 1 - 1.91\sqrt{(N+1)}$
$TS < 3.3\ (log10N + 1)$ Avec : N : Taille de la série.

Tableau V. 20: Résultats du test de la médiane (Station d'Ammi moussa)

Année	**Pjmax annuel**	**signe**	1952	16.7	-	2005	22.7	-
1916	25	-	1953	45	+	2006	42.3	+
1917	21.1	-	1954	45	+	2007	17.7	-
1918	46	+	1955	35	+	2008	29.8	-
1919	25	-	1966	63.4	+	2009	27.9	-
1920	46	+	1967	4.5	-	2010	40.7	+
1921	48.2	+	1968	46	+	2011	41.2	+
1922	37	+	1969	42	+			
1923	25.6	-	1970	28.4	-			
1924	31	-	1971	53	+			
1925	37	+	1972	74.8	+			
1926	26	-	1973	29.1	-			

1927	37.5	+	1974	34.6	-
1928	94	+	1975	28.2	-
1929	36	+	1976	49	+
1930	38	+	1977	55.5	+
1931	35	+	1978	47.5	+
1932	28	-	1979	28.7	-
1933	39	+	1980	30.7	-
1934	33	-	1981	28.8	-
1935	50	+	1982	29.7	-
1936	76.5	+	1983	33.8	-
1937	47.5	+	1984	21.8	-
1938	47.5	+	1985	20.9	-
1939	32	-	1986	30.7	-
1940	38	+	1987	25.3	-
1941	24.7	-	1988	34.8	-
1942	19.2	-	1989	31.7	-
1943	133	+	1990	19.1	-
1944	36.5	+	1991	24	-
1945	69.6	+	1992	25.7	-
1946	21.9	-	1993	21.1	-
1947	38.8	+	1994	21.8	-
1948	24.2	-	1995	40.9	+
1949	35	+	1996	24.9	-
1950	37.2	+	1997	88.5	+
1951	46.2	+	1998	43.8	+
			1999	54.3	+
			2000	71.5	+
			2001	73.7	+
			2002	28.2	-
			2003	31.7	-
			2004	28.6	-

D'après le tableau **V.**16 on a : M= 34.9, Ns = 43 et Ts= 6

Vérification des conditions du test :
Ns = 43> 1 (N + 1 − 1.91$\sqrt{N}$ + 1) = 70.29

Ts= 5 <3.3 ($log10N$ + 1) = 9.7

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles de la station d'Ammi moussa est homogène.

C) Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance. Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle).

-La loi de Galton (Log-normale).

❖ Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON) :

Sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(x)= \int_{-\infty}^{\mu} \frac{1*e^{\frac{-\mu^2}{2}}}{\sqrt{2*\pi}} d\mu$$

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et} \quad q = F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

Avec : m : Numéro d'ordre de la valeur.

n : Taille de l'échantillon.

- **Paramètres d'ajustement à la loi normale** :

$$xp\% = xmoy + \sigma up\%$$

σ: Ecart-type

Avec :

x moy : Hauteur de pluie moyenne

Up% : Variable réduite de Gauss

q : Fréquence au non-dépassement

T : Période de retour

X : Précipitation maximale journalière.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (**V. 21**) suivant et le graphique
par la figure (**V.15**)

Tableau V. 21: Ajustement à la loi Log-Normale (station d'Ammi moussa)

T	Fréquence	Pjmax	écart type	Confidence intervalle (95%)	
10000	0.9999	191	26.7	139	244
2000	0.9995	157	19.8	119	196
1000	0.999	144	17.1	110	177
200	0.995	113	11.7	90.5	136
100	0.99	101	9.66	82.3	120
50	0.98	89.3	7.81	74	105
20	0.95	74.1	5.63	63.1	85.1
10	0.9	62.7	4.19	54.5	71
5	0.8	51.3	2.95	45.5	57.1
3	0.6667	42.5	2.19	38.2	46.8
2	0.5	34.9	1.72	31.5	38.3

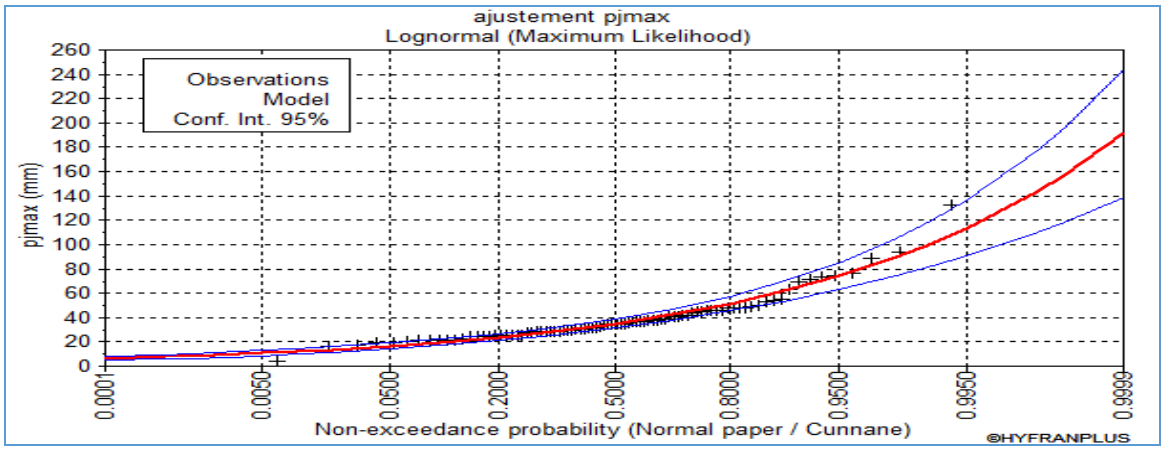


Figure V. 14: Représentation graphique de la loi Log-normale (station d'Ammi moussa)

➢ **Paramètres:**

Taille n=86

Mu =3.552379

Sigma = 0.457687

- **Quantiles :**

q = F(X) : non-exceedance probability

T = 1/ (1-q)

- **Test d'adéquation de la loi Log-Normal** (Méthode du maximum de vraisemblance)

H0 :	All observations belong to the same population
H1 :	Largest observed valued does not belong to the same population as the others

- **Résultats :**

Résultat de la statistique :

$X^2 = 7.12$

p = 0.5241

Conclusion :

Nous acceptons Ho à un niveau de signification de 5°/°

Tableau V. 22: Caractéristiques de la loi Log-normale (station d'Ammi moussa)

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	4.5
Maximum		133
Moyenne	38.7	38.6
Ecart type	18.7	19.1
Médiane	34.9	34.9
Coefficient de la variation (Cv)	0.483	0.495
Coefficient de Skewness (Cs)	1.56	2.13
Coefficient de Kurtosis (Ck)	7.62	9.25

❖ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

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

$F(x) = e^{-e^{-y}}$

Tel que : $y= a(x-x_0)$

L'équation de la droite de Gumbel :

$P_{maxj}=\frac{1+y}{\alpha}+X_0$

y=-[ln(-ln(F(x)))]

avec :

$F(x)=\frac{m-0.5}{n}$ Avec :

α : La pente de la droite de GUMEL

x0: Le paramètre de position (mm)

y : Variable réduite de GUMBEL
m : L'ordre de classement
n : La taille de l'échantillon

Q : Fréquence au non-dépassement

T : Période de retour

Tableau V. 23: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	Fréquence	Pjmax (mm)	Ecart type	Confidence interval (95%)	
10000	0.9999	150	10.7	129	171
2000	0.9995	129	8.9	112	147
1000	0.999	120	8.15	104	136
200	0.995	99.3	6.42	86.7	112
100	0.99	90.3	5.67	79.2	101
50	0.98	81.3	4.93	71.6	91
20	0.95	69.3	3.96	61.5	77
10	0.9	59.9	3.24	53.6	66.3
5	0.8	50.2	2.52	45.3	55.2
3	0.6667	42.5	2.01	38.6	46.5
2	0.5	35.6	1.63	32.4	38.8

➢ **Paramètres :**

U =30.846124

Alpha=12.93096

➢ **Quantiles :**

q = F(X) : non-excédante probabilité

T = 1/ (1-q)

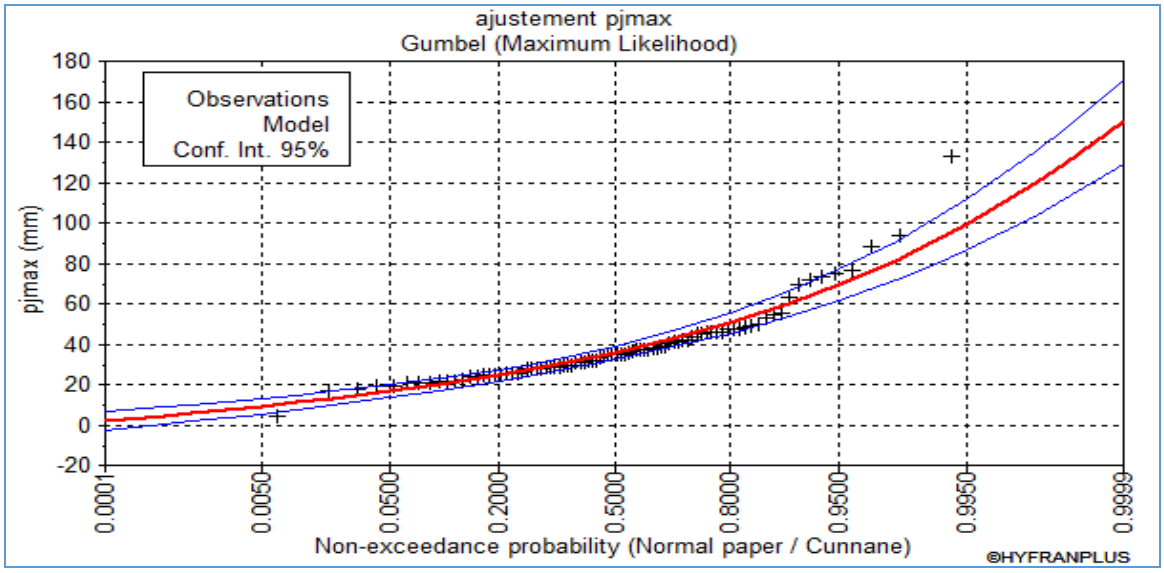


Figure V. 15: Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d'Ammi moussa)

➢ **Test d'adéquation de la loi** Gumbel (Méthode des moments) :

H0 : The underlying distribution of this sample is Gumbel
H1 : The underlying distribution of this sample is not Gumbel

➢ **Résultats :**

Résultat de la statistique : $X^2 = 8.65$

p = 0.3726

➢ **Conclusion :**

Nous acceptons Ho à un niveau de signification de 5°/°.

Tableau V. 24: Caractéristiques de la loi Gumbel

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	None	4.5
Maximum	None	133
Moyenne	38.3	38.6
Ecart type	16.6	19.1
Médiane	35.6	34.9
Coefficient de variation (Cv)	0.433	0.495
Coefficient de Skewness (Cs)	1.14	2.13
Coefficient de Kurtosis (Ck)	2.4	9.25

- **Interprétation :**

D'après les résultats obtenus à partir des deux ajustements que nous avant et par comparaison graphique on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY des Pjmax d'après cet ajustement, Notons que même le teste de l'adéquation **« Khi carre »** établi par **« HYFRAN »** a montré aussi que les deux lois sont significatives.

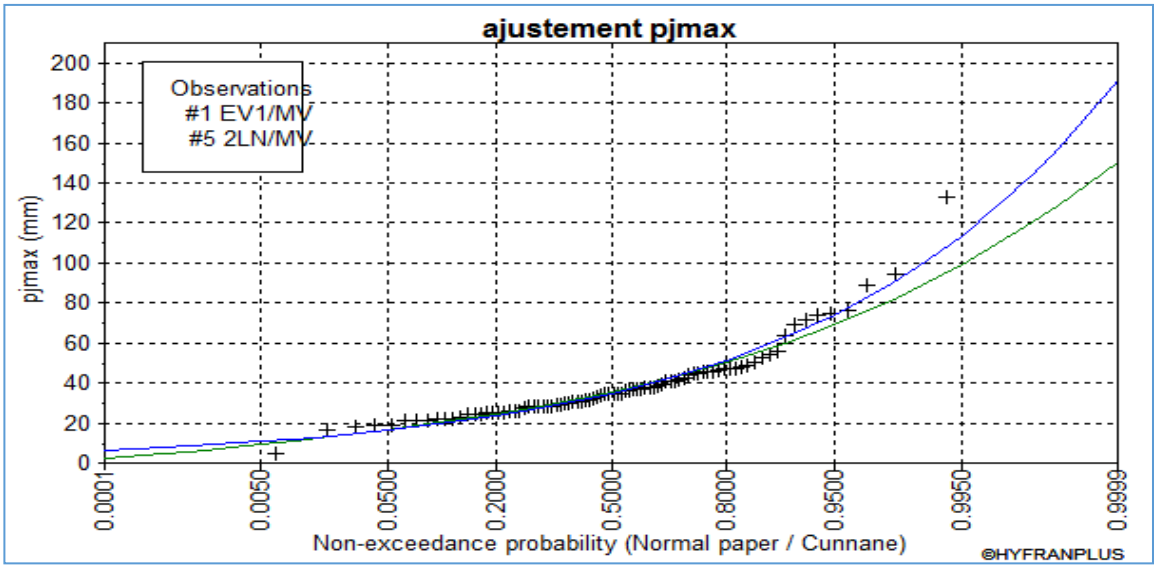


Figure V. 16: Représentation graphique de la loi de Gumbel (station d'Ammi moussa)

Tableau V. 25: Pluies maximales journalières fréquentielle

T	Fréquence	Pjmax
10000	0.9999	191
2000	0.9995	157
1000	0.999	144
200	0.995	113
100	0.99	101
50	0.98	89.3
20	0.95	74.1
10	0.9	62.7
5	0.8	51.3

V.2.7 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Le calcul des pluies de courte durée pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de MONTANARI exprimée par :

$$P_{ct} = P_{j\max}(\frac{t}{24})^b$$

Où :

Pct : Pluie de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de Pjmax

Pjmax : Pluie journalière maximale fréquentielle (mm)

t : Temps en heures

b : Exposant climatique régional (b=13.7) (donnée par ANRH)

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_{t=} \frac{P_{ct}}{t}$$

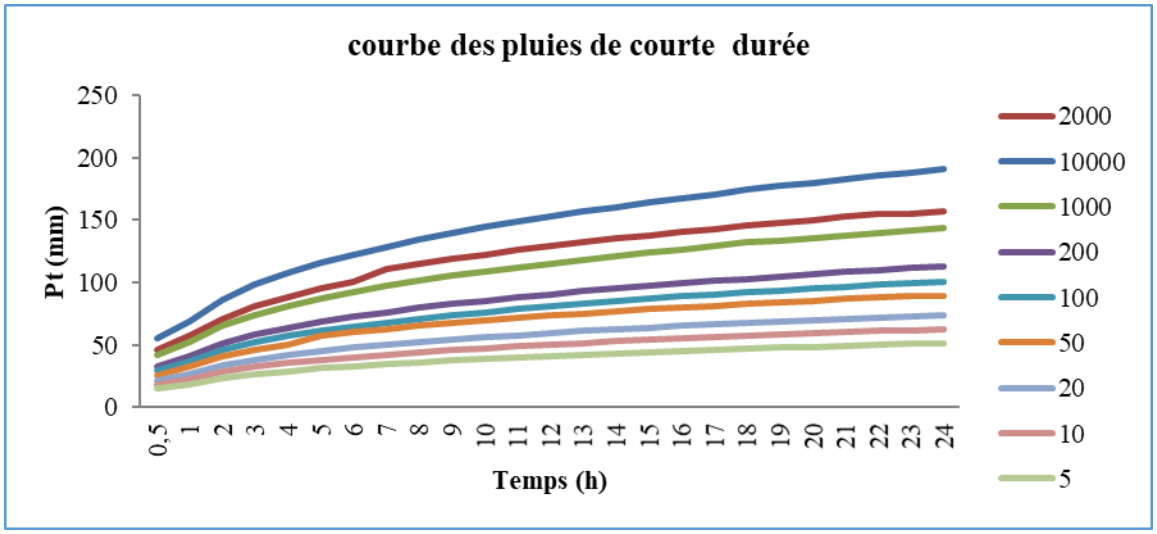


Figure V. 17: Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences

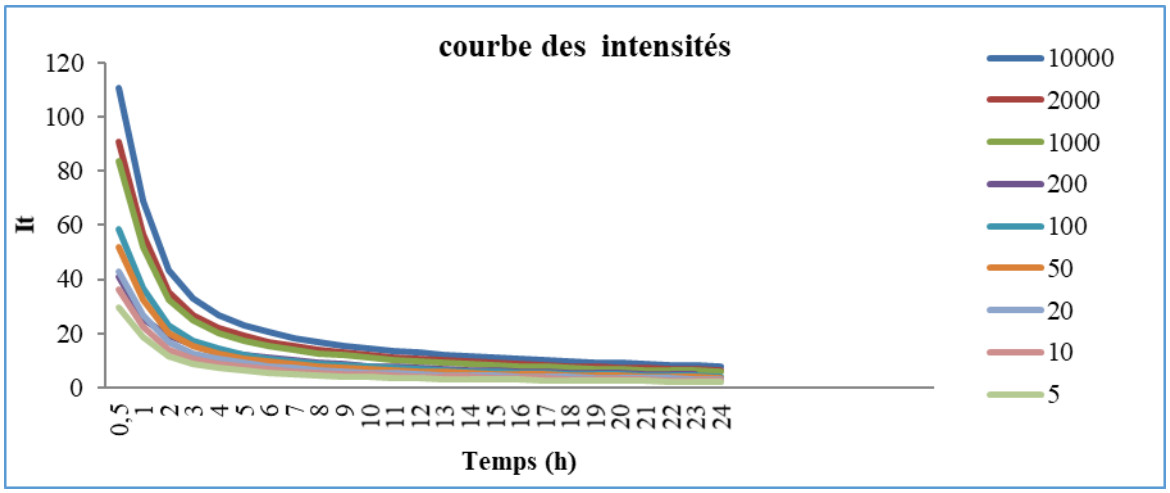


Figure V. 18: Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences

Tableau V. 26: Les résultats des intensités et des pluies de courte durée en fonctions de déférente fréquence.

t	10000		2000		1000		200		100		50		20		10		5	
pjmax(mm)	191		157		144		113		101		89,3		74,1		62,7		51,3	
T(h)	Pct(mm)	It (mm/h)	Pct(mm)	It (mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It (mm/h)	Pct(mm)	It (mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)
0,5	55,34	110,68	45,49	90,98	41,72	83,44	32,74	65,48	29,26	58,53	25,87	51,75	21,47	42,94	18,17	36,33	14,86	29,73
1	69,08	69,08	56,78	56,78	52,08	52,08	40,87	40,87	36,53	36,53	32,53	32,3	26,8	26,8	22,68	22,68	18,55	18,55
2	86,24	43,12	70,89	35,44	65,02	32,51	51,02	25,51	45,61	22,8	40,32	20,16	33,46	16,73	28,31	14,15	23,16	11,58
3	98,18	32,73	80,71	26,9	74,02	24,67	58,09	19,36	51,92	17,31	45,91	15,3	38,09	12,7	32,23	10,74	26,37	8,79
4	107,65	26,91	88,49	22,12	81,16	20,29	63,69	15,92	56,93	14,23	50,33	12,58	41,76	10,44	35,33	8,83	28,91	7,23
5	115,62	23,12	95,04	19	87,17	17,43	68,4	13,68	61,14	12,22	57,3	10,81	44,86	8,97	37,96	7,59	31,05	6,21
6	122,57	20,42	100,75	16,79	92,41	15,4	72,51	12,09	64,81	10,8	60,2	9,55	47,55	7,93	40,24	6,71	32,92	5,49
7	128,76	18,39	110,46	15,12	97,08	13,87	76,18	10,88	68,09	9,73	62,83	8,6	49,96	7,13	42,27	6,04	34,58	4,94
8	134,39	16,8	114,71	13,81	101,32	12,66	79,51	9,93	71,06	8,88	65,24	7,85	52,14	6,52	44,15	5,51	36,09	4,51
9	139,55	15,5	118,64	12,75	105,21	11,89	82,56	9,17	73,79	8,19	67,48	7,24	54,14	6,02	45,81	5,09	37,48	4,16
10	144,33	14,43	122,31	11,86	108,81	10,88	85,39	8,54	76,32	7,63	69,57	6,75	55,995	5,6	47,38	4,74	38,77	3,88
11	148,8	13,53	125,77	11,12	112,19	10,2	88,04	8	78,69	7,15	71,54	6,32	57,73	5,24	48,85	4,44	39,97	3,63
12	153	12,75	129,03	10,48	115,35	9,61	90,52	7,54	80,91	6,74	73,39	5,96	59,36	4,95	50,23	4,18	41,09	3,42
13	156,97	12,07	132,13	9,93	118,35	9,1	92,87	7,14	83,01	6,39	75,15	5,65	60,9	4,68	51,53	3,96	42,16	3,24
14	160,74	11,48	135,08	9,44	121,19	8,67	95,1	6,79	85	6,07	76,83	5,37	62,36	4,45	52,77	3,77	43,17	3,08
15	164,33	10,96	137,9	9	123,89	8,26	97,22	6,48	86,9	5,79	78,43	5,12	63,75	4,25	53,94	3,6	44,14	2,94
16	167,76	10,48	140,61	8,62	126,48	7,9	99,25	6,2	88,71	5,54	79,97	4,9	65,08	4,06	55,07	3,44	45,06	2,82
17	171,04	10,06	143,19	8,27	128,96	7,59	101,19	5,95	90,45	5,32	81,45	4,7	66,36	3,9	56,15	3,3	45,94	2,7
18	174,2	9,68	145,69	7,96	131,95	7,3	103,06	5,73	92,12	5,12	82,87	4,52	67,58	3,75	57,19	3,18	46,79	2,6
19	177,24	9,33	148,1	7,67	133,63	7,03	104,86	5,52	93,72	4,93	84,24	4,36	68,76	3,62	58,18	3,06	47,6	2,51
20	180,18	9	150,43	7,41	135,83	6,79	106,6	5,33	95,28	4,76	85,56	4,21	69,9	3,5	59,15	2,96	48,39	2,42
21	183,01	8,71	152,69	7,16	137,98	6,57	108,27	5,16	96,775	4,61	86,84	4,07	71	3,38	60,08	2,86	49,15	2,34

22	185,76	8,44	154,88	6,94	140,05	6,37	109,9	4,99	98,23	4,46	88,09	3,94	72,07	3,28	60,98	2,77	49,89	2,27
23	188,42	8,19	154,88	6,73	142,05	6,17	111,47	4,84	99,63	4,33	89,3	3,83	73,1	3,18	61,85	2,69	50,61	2,2
24	191	7,96	157	6,54	144	6	113	4,71	101	4,2	89,3	3,72	74,1	3,09	62,7	2,61	51,3	2,14

V.3 Etudes des apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec unbassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce àdeux approches :

- ✓ Les formules empiriques.
- ✓ La série d'observations de la station hydrométrique.

V.3.1 En utilisant les formules empiriques :

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

a. Formule de l'ANRH (1) :

$$A_0=0.915*P_{moy}^{2.648}*S_0^{0.842}$$

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

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

AN : A_0**= 0,915* 3.7332**^{,684}***** $(2360)^{0,842}$ m^3

A_0= 21.72Mm^3

b. Formule de SAMIE :

$$A_0=L_e*S$$

$$L_e=P_{moy}^2\,(293-2.2\sqrt{S})$$

Avec :

P moy: Pluie moyenne annuelle (m)

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

Le : Lame d'eau écoulée (mm).

AN : Le= $(3.733^2)*(293-(2.2\sqrt{2360}))$

Le=2593.7mm

A_0=2.594*2360=61.21Mm^3

c. Formule de MEDINGUER :

$A_0=Le*S$ $Le=1024(Pmoy-0.26)^2$

Avec :

P_{moy}: Pluie moyenne annuelle en (m).

S: Surface du bassin versant en (km2).

L_e: Lame d'eau écoulée en (mm).

AN : $Le=1024*(3.733-0.26)^2=12.35mm$ $A_0=29.15Mm^3$

d. Formule de TURC :

$$A_0=Le*S$$

Et $Le=Pmoy-D$

Avec :

P_{moy}: Pluie moyenne annuelle en (m) ;

D : Déficit de l'écoulement (mm), donnée par la formule suivante :

$$D=\frac{P_{moy}}{0.9+(\frac{p_{moy}}{L})^2}$$

Que tel que :

$$L=300 + 25T_{moy} + 0.05T_{moy}^3$$

T_{moy} : température moyenne annuelle = 18.22°

AN :

L=1057.92

D= 365.98mm

Le=7.32mm

A_0= 0.00732*2360 =17.28Mm^3

e. Formule de L'ANRH (2) : cette méthode est base sur l'ajustement à la loi racine normale de la pluie moyen et l'écoulement annuel (ou on utilise la pluie de la station hydrométrique comme référence

(St : Ammi moussa), par la formule suivante :

$\sqrt{E} = \sqrt{P}$ - L

Tel que :

L : paramétré donnée par l'ANRH qui est 13.5.

P : pluie moyenne annuel du BV (390mm), AN : E=39.04mm

Donc l'apport moyen annuel est :

$$A = \frac{E * S}{1000}$$

AN : A=92.14Mm^3

Tableau V.27 : Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Formule	**A_0(Mm3)**
ANRH (1)	21.72
SAMIE	61.21
TURC	17.28
MEDINGUER	29.15
ANRH (2)	92.14

Interprétation :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. Donc on va appliquer la méthode d'analogie qui est plus représentative.

V.3.2 En appliquant l'analogie avec un bassin voisin :

La station de Ammi Moussa est la plus proche de notre bassin, nous donne les apports du bassin versant d'ammi moussa de surface égale à 1890Km^2.

Tableau V. 27: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station (Source: ANRH)

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Janv**	**Fev**	**mars**	**avril**	**Mai**	**juin**	**Juil**	**Aout**	**Annuel**
Apport	2.692	4.942	4.596	9.708	7.045	11.302	8.216	4.238	3.114	0.610	0.159	0.415	57.04
%	4.73	8.69	8.08	17.08	12.39	19.88	14.45	7.45	5.48	1.07	0.28	0.73	100.32

L'apport moyen annuel de la station est de: 57.04 Mm^3

$$Asite = \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{station}} * A_{station}$$

A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site.

A_{st} : Apport moyen annuel de la station**d'Ammi MOUSSA**.

S_{bv}^{site} : Surface du bassin versant du site qui est de 2360 Km^2

$S_{bv}^{station}$: Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 1890 Km^2

Tableau V. 28: Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	juin	Juil	Aout	Annuel
Apport	3.361	6.171	5.739	12.123	8.797	14.112	10.259	5.292	3.888	0.762	0.198	0.518	71.220
%	4.73	8.69	8.08	17.08	12.39	19.88	14.45	7.45	5.48	1.07	0.28	0.73	100.00

L'apport moyen annuel du site est de : 71.22Mm^3

Vue le grand écart donné entre les différentes formules empiriques, nous optons la valeur donnée par la méthode d'analogie**.**

D'après la série d'observations de la station hydrométrique d'Ammi Moussa 2605, nous aurons un apport moyen interannuel de : 71.22Mm^3

V.3.3 Caractéristiques de l'écoulement :

a. Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = Amoy / T$$

A moy : Apport moyen annuel.

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536000 s

AN : **Me = 2258.36 l/ s**

b. Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

On a : $M_0 = Me / S_{bv}$

M 0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km2).

AN : **M0 = 0.95 l/s/Km2.**

c. Lame d'eau écoulée :

$$Le = Amoy/S_{bv}$$

AN: **Le** = **30**.**08mm**.

d. **Coefficient de l'écoulement :**

Il est donné par : Ce = Le / Pmoy

AN : Ce = 0.09

e. Coefficient de variation :

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques, à savoir :

❖ **Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :

$$C_v = a - 0.063\log_{10}(S+1)$$

Avec :

$$a = 0.78 - 0.29\log_{10}(M)$$

M_0: Module de l'écoulement relatif (l/s/km²)

AN:

$a = 0.78 - 0.29\log_{10}(0.95) = 0.79$

$C_v = a - 0.0631\log_{10}(2360+1)$

$C_v = 0.57$

❖ **Formule de L'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$$

Avec :

S : Superficie du bassin en (km²).

AN :

$$Cv = \frac{0.7}{(2360+1000)^{0.097}} = 0.32$$

❖ **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} * M_0^{\ 0.27})}$$

Avec :
M0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].
S : Superficie du bassin en [km²].

AN : Cv= 0.53

❖ **Formule Algérienne de PADOUN**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v=0.93K/M_0^{0.23}$$

Avec :
K : coefficient de réduction on prend K=0.66
M0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km2).

AN : $C_v=0.62$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau **V. 30.**

Tableau V. 29: Récapitulatif des résultats des coefficients des variations

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0.57
ANTONOV	0.32
KRISTEKLY MENKEL	0.53
Algérienne de PADOUN	0.62

Puisque toutes les valeurs sont proches entre eux, on prend la moyenne avec : Cv=0.51

V.3.4 Irrégularité des apports

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports de la station de Ammi Moussa et en appliquant la relation d'analogie, on détermine les fréquentiel de notre site d'étude.

❖ **Ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale:**

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'ajustement de la série des apports de la station d'Ammi Moussa.

On fait l'analogie avec la station d'Ammi Moussa, pour obtenir une série des apports propre à notre bassin.

$$A_{80°/°\,Site}=\frac{S^{site}_{bv}}{S^{station}_{bv}} * A_{80°/°station}$$

Ensuite on fait l'ajustement dont ses résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 30: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports

T	Q	Ap°/°	écart type	Confidence interval (95%)	
10000	0.9999	201	22.3	158	245
2000	0.9995	185	20	145	224
1000	0.999	177	19	140	214
200	0.995	157	16.4	125	189
100	0.99	147	15.2	118	177
50	0.98	137	13.9	109	164
20	0.95	121	12.1	97.1	144
10	0.9	107	10.6	85.9	127
5	0.8	89.6	9.09	71.7	107
3	0.6667	73.6	8.14	57.6	89.5
2	0.5	56.9	7.77	41.6	72.1

Tableau V. 31: Caractéristiques de la loi normal

Paramètres	
Mu	56.8528
Sigma	38.865922
Quantiles	
q = F(X) : non-exceedance probability	
T = 1/(1-q)	

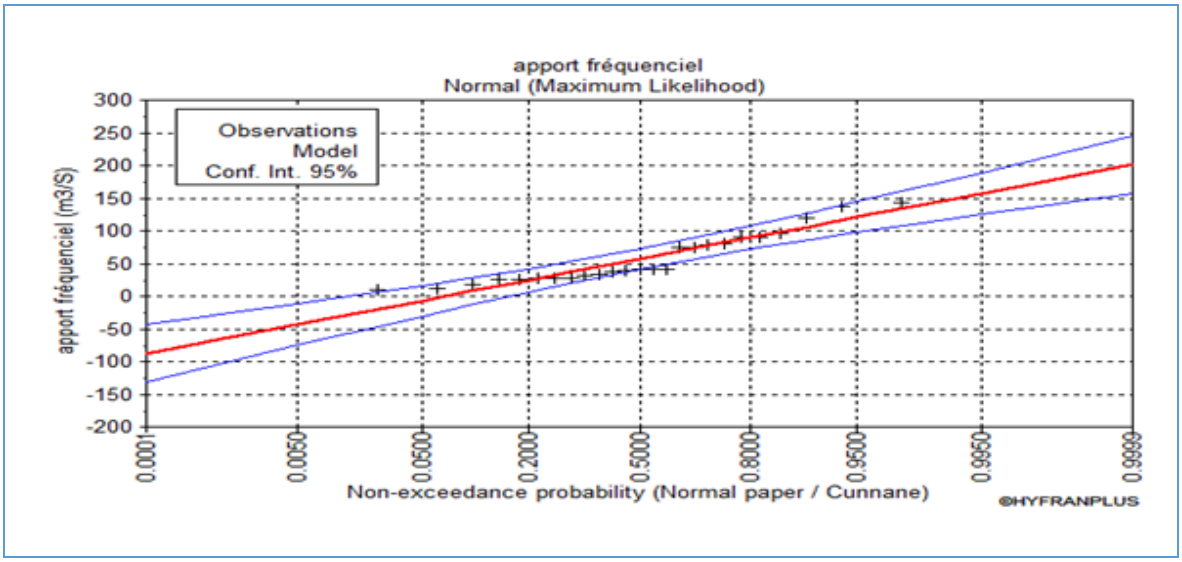


Figure V. 19: Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site)

❖ **Ajustement de la série des apports rapportés à la loi log normale:**

On applique l'ajustement des apports avec la loi log normal, on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V. 32: Résultats de l'ajustement rapporté à la loi log normal des apports

T	Q	Ap°/°	écart type	Confidence interval (95%)	
10000	0.9999	681	286	255	960
2000	0.9995	498	188	130	866
1000	0.999	430	154	128	731
200	0.995	295	91.2	116	474
100	0.99	246	70.3	108	384
50	0.98	201	52.7	98	305
20	0.95	149	33.9	82.8	216
10	0.9	114	22.8	69.7	159
5	0.8	82.9	14.2	55	111
3	0.6667	61.3	9.4	42.9	79.8
2	0.5	44.8	6.55	31.9	57.6

Tableau V. 33: Caractéristiques de la loi log normal

Paramètres	
Mu	3.801321
Sigma	0.73193
Quantiles	
q = F(X) : non-exceedance probability	
T = 1/(1-q)	

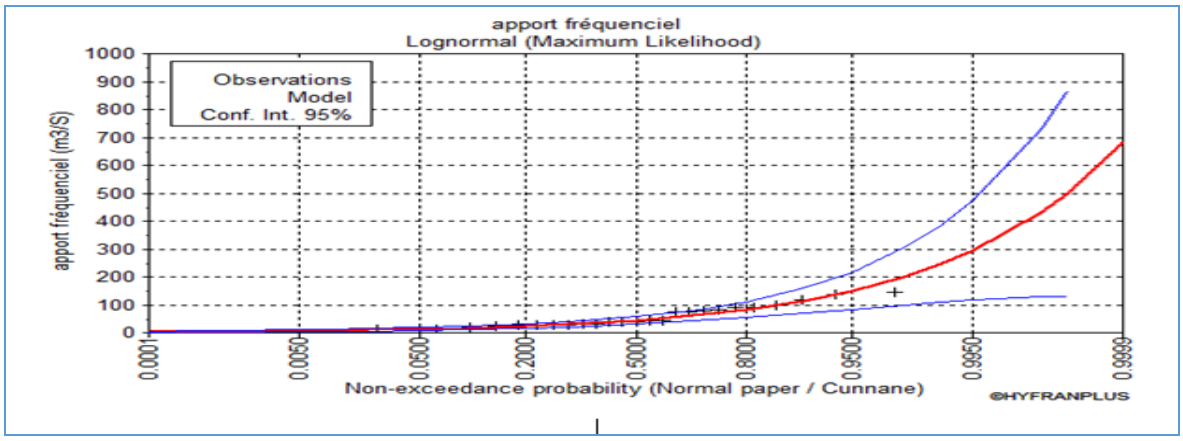


Figure V. 20: Représentation graphique de la loi log normale (série des apports du site)

Interprétation :

Les résultats sont considérables donc les deux lois d'ajustement des apports sont utiles, mais celle de la loi de log normal est la plus proche.

Donc on opte la valeur obtenue par cette analogie

A80%= 83.66Mm3

V.3.5. Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des apports de la station hydrométrique d'Ammi Moussa.

Tableau V. 34: Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	mars	avril	Mai	juin	Juil	Aout	Annuel
Apport	4.261	7.823	7.276	15.369	11.152	17.891	13.006	0.075	4.929	0.966	0.252	0.657	83.657
%	4.73	8.69	8.08	17.08	12.39	19.88	14.45	7.45	5.48	1.07	0.28	0.73	100.32

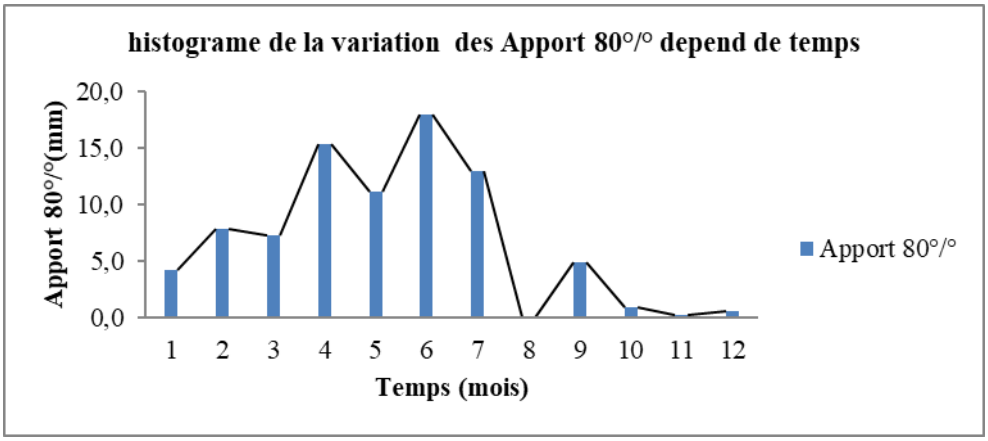


Figure V. 21: Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

V.4. Etudes des crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les hydro grammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

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

Les paramètres définissants une crue sont :

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

La construction des hydro grammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels.

V.4.1. Détermination des débits maximums fréquentiels :

Lorsque on a des données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser la série des débits maximums de la station hydrométrique de Ammi moussa (bassin versant gaugé), donc on n'a pas besoin les calculer par les formules empiriques.

Tableau V. 35: Répartition des débits maximales annuel de la station Ammi moussa (source : ANRH)

	Sept	oct	Nov	Mars	Janv	Fev	mars	Avril	Mai	juin	juillet	aout	annuel
1979 – 1980	12.40	108.80	34.40	56.50	25.70	5.65	176.70	17.30	26.20	0.94	0.00	0.00	176.70
1980 – 1981	3.97	0.91	2.50	573.30	29.37	561.40	28.96	24.48	1.87	0.69	0.01	0.01	573.30
1981 – 1982	3.71	13.82	0.14	386.20	3.29	55.30	551.00	23.20	1113.00	3.80	16.16	0.01	1113.00
1982-1983	0.02	215.20	179.20	459.00	6.36	8.58	2.19	0.97	0.64	0.06	0.01	0.00	459.00
1983-1984	0.00	0.00	260.50	18.86	28.24	39.72	7.25	6.60	8.17	39.72	0.01	0.00	260.50
1984-1985	0.00	9.12	23.52	23.00	49.00	10.70	43.56	1.11	47.64	0.00	0.00	0.00	49.00
1985-1986	63.00	3.98	17.45	10.84	161.00	415.00	182.40	8.04	0.97	4.75	0.00	0.00	415.00
1986-1987	5.13	592.00	0.43	8.71	121.20	195.20	9.25	1.52	0.13	0.00	3.16	0.00	592.00
1987-1988	13.08	164.00	92.50	1.52	73.55	2.61	8.44	9.98	23.00	25.60	0.00	0.00	164.00
1988-1989	0.00	11.40	49.00	146.00	2.61	10.27	42.20	57.75	158.00	130.50	1.19	6.48	158.00
1989-1990	176.00	0.20	52.50	0.38	112.50	0.75	0.00	93.40	148.10	0.13	40.68	6.86	176.00
1990-1991	25.08	88.60	20.80	95.80	7.49	9.60	98.20	42.88	1.27	0.66	0.00	0.00	98.20
1991-1992	0.00	62.28	21.75	0.30	16.00	0.89	67.82	111.56	60.93	0.03	103.00	56.88	111.56
1992-1993	0.95	1.52	157.40	9.60	0.00	2.70	21.75	107.80	88.61	0.00	0.00	0.00	157.40
1993-1994	102.32	330.24	13.70	88.61	22.09	142.36	0.00	4.78	0.00	0.00	0.00	0.20	330.24

1994-1995	670.00	670.00	63.67	34.56	69.21	0.00	108.48	4.42	14.64	17.18	0.00	322.40	670.00
1995-1996	4.80	67.00	7.40	48.80	88.00	719.00	142.20	131.52	40.00	142.20	41.00	0.01	719.00
1996-1997	0.40	46.00	2.14	4.45	61.00	4.78	0.02	358.00	1.31	0.06	0.01	7.40	358.00
1997-1998	391.00	124.40		56.76	12.37	25.98	2.66	215.04	278.88	0.81	0.01	0.01	391.00
1998-1999	4.32	0.54	0.64	8.39	251.52	15.66	55.20	1.15	2.47	0.01	0.01	0.01	251.52
1999-2000	18.00	42.80	6.80	45.28	1.54	0.05	8.50	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	45.28
2000-2001	42.80	364.78	96.96	15.12	126.64	143.60	55.20	35.36	7.60	0.02	0.01	0.01	364.78
2001-2002	143.60	16.56	228.80	6.80	2.30	0.05	7.30	8.50	111.80	0.01	0.01	0.01	228.80
2002-2003	0.01	49.00	32.88	30.40	12.60	390.00	12.24	77.52	4.00	11.70	2.30	6.60	390.00
2003-2004	45.28	9.72	61.40	105.44	39.08	36.60	6.80	1.69	18.00	0.51	0.28	0.00	105.44

Résume les débits maximaux dans le tableau suivant :

Tableau V. 36: Répartition mensuelle des débits maximaux

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Jiu	juil.	aout	annuel
Débit max (m3/s)	670	670	260.5	573.30	251.52	719	551	358	1113	142.2	103	322.4	5733.92

❖ **Ajustement de la série des débits maximaux rapportés à la loi log normale:**

On utilise cette série dans le logiciel Hyfran qui est comme suit :

Tableau V. 37: la série des débits maximaux utilisés dans l'ajustement à la loi log normal.

Qmax (m3/s)	Année	157.4	1992
176.7	1979	330.24	1993
573.304	1980	670	1994
1113	1981	719	1995
459	1982	358	1996
260.5	1983	391	1997
49	1984	251.52	1998
415	1985	45.28	1999
592	1986	364.775	2000
164	1987	228.8	2001
158	1988	390	2002
176	1989	105.44	2003
98.2	1990	1113	Max
111.56	1991	8357.72	Total

On applique l'ajustement des débits maximaux avec la loi log normal, on résume les résultats dans les tableaux suivants

Tableau V. 38: Caractéristiques de la loi log normal.

Paramètres	
mu	5.53041
sigma	0.81192
Quantiles	
q = F(X) : non-excédante probabilité	
T = 1/ (1-q)	

Tableau V. 39: résultats de l'ajustement des débits maximaux à la loi log normal

T	Q	Qmax(m3/s)	écart type	Confidence interval (95%)	
10000	0.9999	5170	2400	2750	7120
2000	0.9995	4610	1530	2110	4900
1000	0.999	4100	1230	1860	4210
200	0.995	3340	700	942	3420
100	0.99	2070	529	630	2710
50	0.98	1340	388	576	2100
20	0.95	959	242	485	1430
10	0.9	714	158	404	1020
5	0.8	499	94.9	313	686
3	0.6667	358	60.8	238	477
2	0.5	252	41	172	333

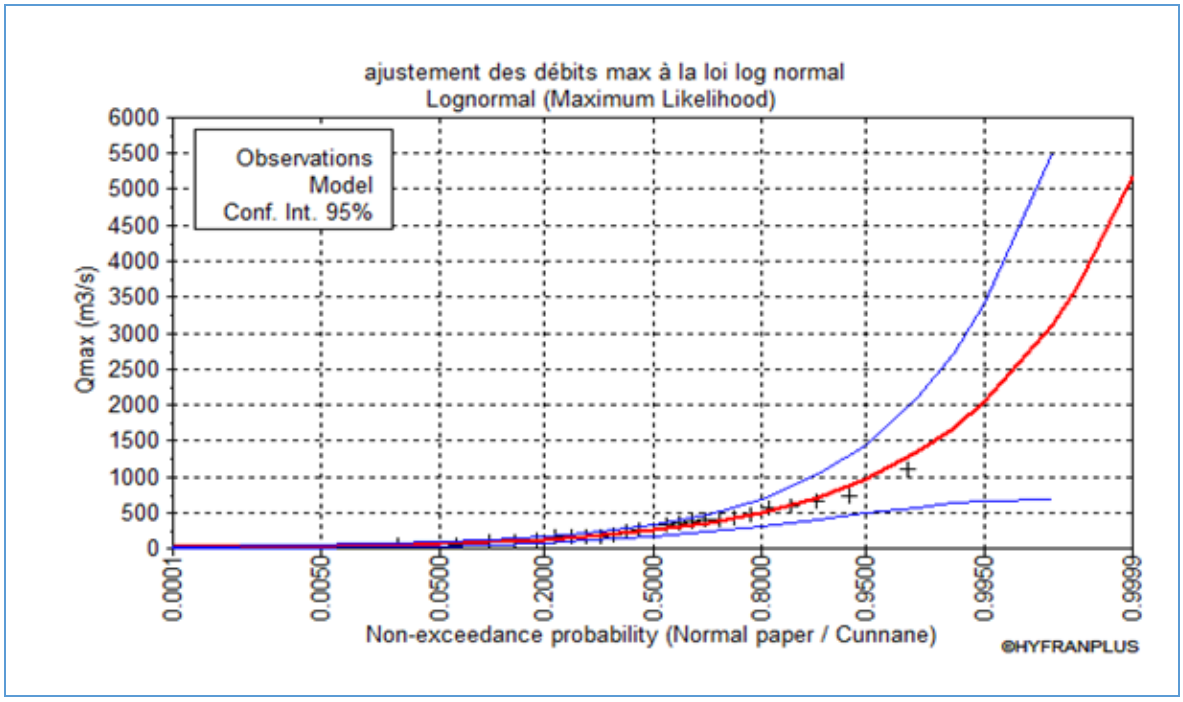


Figure V. 22: Résultats d'ajustement de la série des débits maximaux à la loi log normal.

Tableau V. 40: Récapitulatif des débits maximaux de crue

T	10000	1000	200	100	50	20	10	5	3	2
Qmax(m3/s)	5170	4100	3340	2070	1340	959	714	499	358	252

V.4.2. Hydrogramme de crue (Touaibia, 2004)

L'hydro gramme de crue est une identité de la crue, pour tracé l'hydro gramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue. Cette méthode assimile l'Hydro gramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

a) Pour le temps de montée :

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

Qm : Débit instantané de montée (m3/s).
Tm=Tc : Temps de montée de la crue en heures.

b) Pour le temps de décrue :

$$\mathbf{Q_d = Q_{max}}\left(\frac{T_d - t}{T_d}\right)^3$$

- Qd : Débit instantané de la décrue (m3/s) ;
  Td : Temps de la décrue en heures;
  Qmax : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s)
  Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :
- Tm = Tc (pour les petits bassins versants), avec Tc qui est le temps de concentration du bassin versant (égale à 20.3heure).
- Td = δ*Tm =2.5*20.3=50.75h
- Tb= Tm+Td=71.05h

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

Tableau V. 41: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue

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

Tableau V. 42: Valeurs des débits de crues en fonction du temps

	499	714	1340	2070	3900	5170
temps (h)	période de retour (ans)					
	5ans	10ans	50ans	100ans	1000ans	10 000 ans
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	4.8	6.9	13.0	20.1	39.8	50.2
4	19.4	27.7	52.0	80.4	159.2	200.7
6	43.6	62.4	117.1	180.8	358.2	451.6
8	77.5	110.9	208.1	321.5	636.8	802.9
10	121.1	173.3	325.2	502.3	994.9	1254.6
12	174.4	249.5	468.2	723.3	1432.7	1806.6
14	237.3	339.6	637.3	984.5	1950.1	2459.0
16	310.0	443.6	832.4	1285.9	2547.0	3211.7
18	392.3	561.4	1053.6	1627.5	3223.6	4064.8
20.3	499.0	714.0	1340.0	2070.0	4100.0	5170.0
22	444.37	635.83	1193.29	1843.36	3651.11	4603.96
24	393.87	563.58	1057.70	1633.91	3236.24	4080.82
26	347.36	497.02	932.79	1440.95	2854.05	3598.89
28	304.66	435.92	818.12	1263.81	2503.20	3156.47
30	265.61	380.05	713.26	1101.82	2182.35	2751.89
32	230.05	329.17	617.76	954.30	1890.16	2383.45
34	197.81	283.04	531.19	820.57	1625.29	2049.45
36	168.74	241.44	453.12	699.96	1386.40	1748.22

38	142.66	204.12	383.09	591.79	1172.14	1478.04
40	119.42	170.87	320.68	495.38	981.18	1237.25
42	98.85	141.44	265.44	410.05	812.18	1024.14
44	80.79	115.60	216.95	335.13	663.79	837.02
46	65.07	93.11	174.75	269.94	534.67	674.21
48	51.54	73.75	138.41	213.81	423.49	534.01
50	40.03	57.28	107.49	166.05	328.90	414.73
52	30.37	43.46	81.56	126.00	249.56	314.69
52.75	27.20	38.92	73.03	112.82	223.46	281.78
54	22.41	32.07	60.18	92.96	184.13	232.18
56	15.98	22.86	42.90	66.27	131.27	165.53

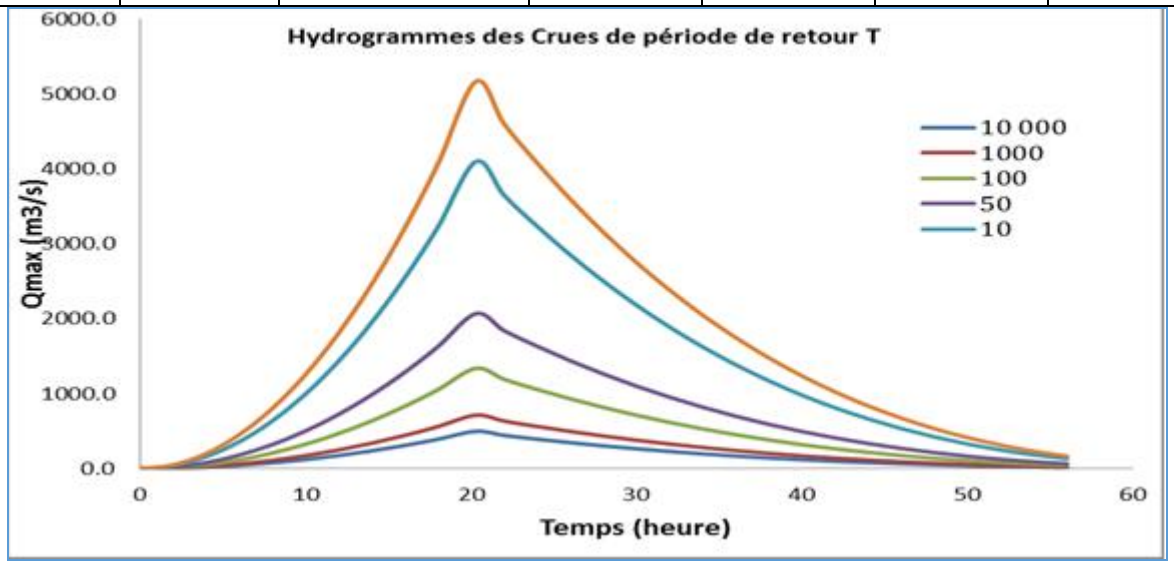


Figure V. 23: Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

V.4.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisis de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion. Par conséquence le choix de cette crue constitue une des décisions importantes qui doivent être prises lors de l'étude de projet. Ce choix résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même mais également du risque potentiel de la rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

D'où la crue de projet dépend des paramètres suivants :
- La fiabilité des données et la durée de la série.
- Le risque à l'aval.
- L'analyse économique.
- Nature du barrage.
- Types d'évacuateur.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau V. 43: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie ('- Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les conditions de notre site, on choisira une crue entre de 1000 ans selon Sokolovsky avec un débit de (Q= 4100m3/s) dont l'hydrogramme est présenté dans la Figure **V.25**

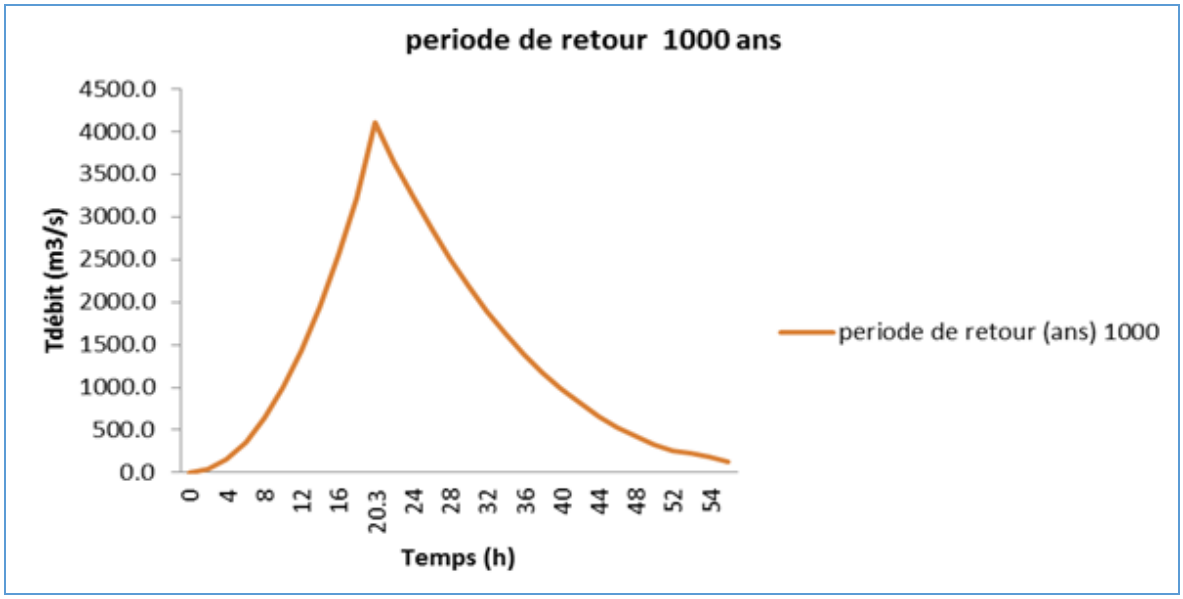


Figure V. 24: Hydrogramme de crue de projet (Q0.1%)

Nous pouvons, aussi déterminer la crue de projet en tenant 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 :

$$Ig = Ia \times Id \times Ir$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).
Id : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.
Ir : Représente les risques.

1/ Lorsque (Ig =1), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque (Ig =2), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.
3/Lorsque (Ig =3), le risque est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

Tableau V. 44: Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	Qmax(1%)+revanche	Qmax (1%) +revanche majorée avec vérification pour Qmax (0,1%) et Qmax (0,2%	Qmax (0.1%)

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques sont faibles et que le risque en aval est faible, Avec

(Ig =1) et on opte pour la crue millénaire. On opte pour une période de retour de 1000ans.

Donc, pour un débit qui est Q =4100m3/s.

V.4.4. Calcule du volume de la crue :

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue en considérant que ce dernier est sous une forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 1000 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{Q_{max\,0.1\%} * t_b}{2}$$

Avec : Q max 0. 1% : Débit probable pour une période de retour de 1000 ans

Tb : Temps de base (heure).

AN : Vcrue = 524.35Mm^3

V.5. Apports solides et estimation du volume mort :

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

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion. La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par l'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie, L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

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

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

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.
En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.
L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

- **Choix de la crue de chantier :**

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

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (10 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

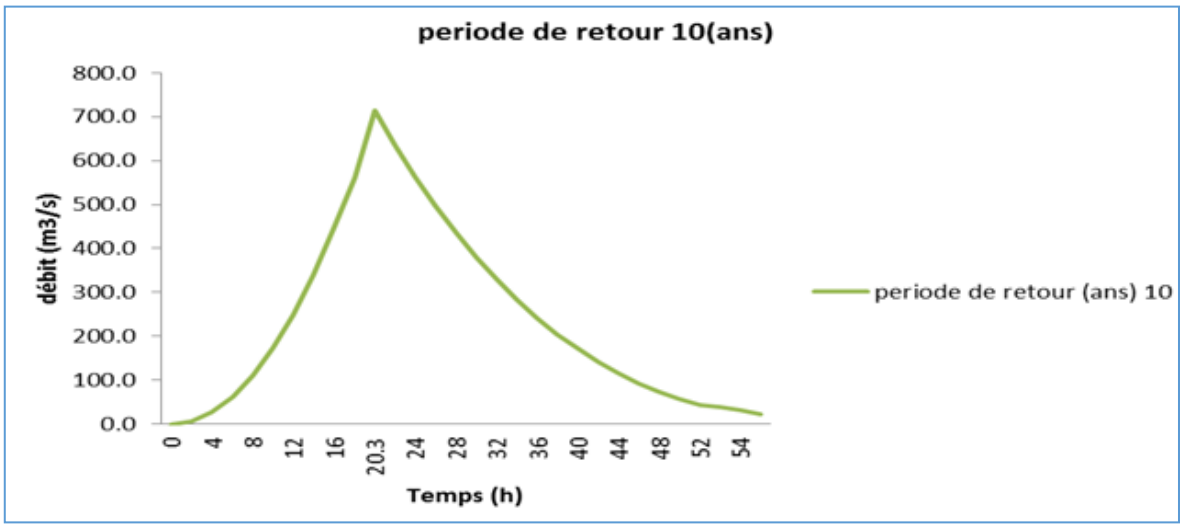


Figure V. 25: Hydrogramme de crue de chantier (Q10%)

V.5.1Apport solide en suspension

A) Formule de Fournier (Touaibia, 2004) :

$$\mathbf{E_s}=\frac{1}{36}\left[\frac{P_{m^2}}{P_a}\right]^{2.65}\left[\frac{h}{S}\right]^{0.46}$$ Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km^2/an).
Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).
Pa: Pluie moyenne annuelle (mm).
h= 45%*(Hmax - Hmin) (m).
S: Surface du bassin versant (km2).

Pa=390mm, Pm=61.59mm (mois de janvier), h=519.75m, d'où : Es=5.75t/Km2/an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments s γ s =1.4 t/m3.

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$V_m=\frac{E_s * S * T}{\gamma_s}$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=50ans
AN :

Vm= 484462.64m3

B) Formule de Tixeront :

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$V_m = (1.05 \div 1.10)\frac{Q_s * T}{\delta_s}$$

T : temps d'exploitation (T = 50 ans).

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m3).
QS : Débit solide en (tonne/an).

$$Q_s = \alpha * L_e * S$$

Avec :
Le : lame d'eau écoulé (mm)
S : surface du bassin versant (km2)
α : Caractéristique de perméabilité (on la prend 75).

AN :

Le =30.08mm,Qs=294927.27t/an

VM= 10.5Mm3

D) Formule de Saidi:

$E_s = 19.M_0^{1.246}.C_e^{-0.885}$

Avec :
M0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km2).
Ce : Coefficient de l'écoulement.

$$V_m = \frac{E_S * S * T}{\gamma_S}$$

S : surface du BV (km2)
T : temps d'exploitation (T = 50 ans).
γs: Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m3).

AN :

Es= 150.14t/km2/an Vm=12.65Mm3

Récapitulation :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V. 45: Les valeurs du volume mort en suspension

Formule	L'érosion spécifique (t/km2/an)	Volume mort (Mm3)
Tixéront	-	10.5
Saidi	150.14t	12.65
Fournier	5.75	0.5

Conclusion :

La moyenne : Vm=11.13Mm3.

On opte la valeur la plus proche de la moyenne, celle de Saidi, donc :

Vm = 12.65Mm3.

V.5.2 Transport solide par charriage :

En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons le transport solide par charriage estimé à 20% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = 2.53 Mm3.

Donc, le volume mort durant 50 ans de vie de la retenue sera estimé à15.18 Mm3.

V.6. Régularisation des débits :

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued rhiou a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm3).
- La consommation totale (Mm3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques du barrage.

- **Procédé de calcul :**

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

-Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement du barrage et calcul du volume utile. La période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu'au mois mars.
- Les calculs se font comme suit : Vrf = Vri + (W-U)

Avec : Vrf : Volume de remplissage final.

Vri : Volume de remplissage initial.
S : Volume excédentaire à évacuer.

V.6.1. Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau V. 46: Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	mars	avril	Mai	juin	Juil	aout	annuel
Apport	4.261	7.823	7.276	15.369	11.152	17.891	13.006	0.075	4.929	0.966	0.252	0.657	83.657
%	4.73	8.69	8.08	17.08	12.39	19.88	14.45	7.45	5.48	1.07	0.28	0.73	100.32

V.6.2. Répartition mensuel des besoins :

Tableau V. 47: Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Oct	Nov	Dec	janv	Fev	Mars	Mai	avr	Jui	juil	aout	sept	Annuel
besoin (Mm3)	2.89	0.9	1.12	0.2	0.98	1.3	8	12	14	17.9	15	8.5	82.79
besoin (°/°)	3.49	1.08708781	1.35	0.24	1.18	1.57	9.66	14.49	16.91	21.62	18.12	10.27	100

V.6.3. Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces » :

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

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

Si: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m^2.
Si+1 : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m^2.
ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives:
ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm3.

Tableau V.48: les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

h(m)	s(ha)	v(Mm3)
62.5	0	0
75	200	0
80	400	30
90	615	77
100	900	110
105	1025	120
110	1450	218
120	1700	320
125	2200	480
128	2400	520
130	2800	630

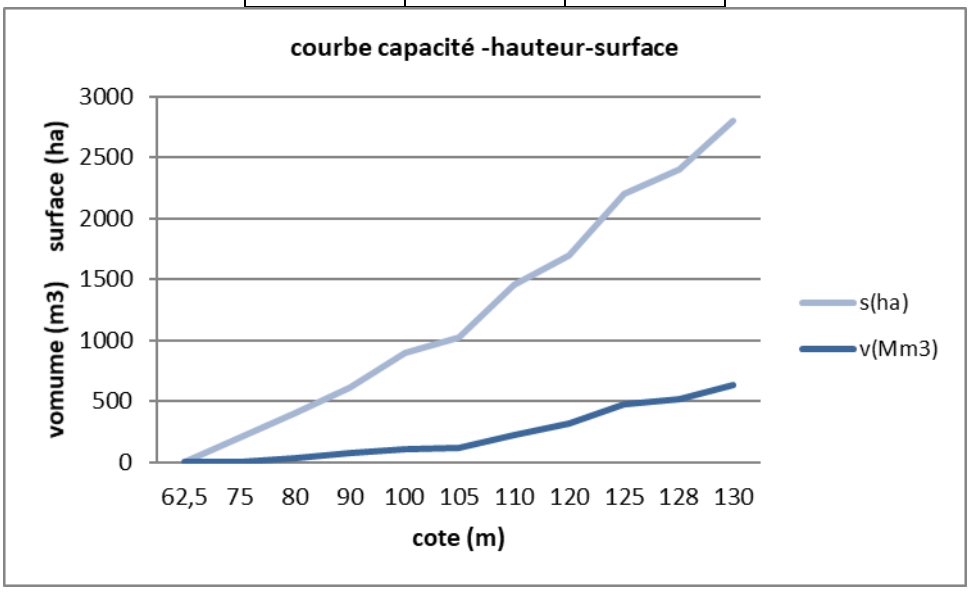


Figure V. 26: Courbe hauteur-surface-volume

V.6.4. Calcul du volume utile (Touaibia, 2001) :

V.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

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

- Première consigne d'exploitation : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- Deuxième Consigne d'exploitation : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau V. 49: la période de bonne hydraulicité

Mois	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Mai	Avr	juin	Juil	Aout	Sept
besoin (Mm3)	1.89	0.9	1.12	0.2	0.98	1.3	12	9.891	14	18.9	15	8.5
A80°/°(Mm3)	7.823	8.276	15.369	11.152	17.891	13.006	4.929	0.075	0.966	0.252	0.657	4.261
A-u	5.933	7.376	14.249	10.952	16.911	11.706	-7.93	-8.925	-13.034	-18.648	-14.343	-4.239
	67.127						-66.93					

Tableau V.50 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

Mois	A(80%)	U80%	A-U	1 ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
OCT	7.82	1.89	5.93	19.78	15.18				
					20.11	-0.33	10.25	15.18	4.93
NOV	7.28	0.90	7.38						
				26.16	18.36	7.80	8.80	15.18	6.38
DEC	15.37	1.12	14.25						
				40.41	18.36	22.05	25.62	15.18	-10.44
JAN	11.15	0.20	10.95						
				51.36	18.36	33.00	39.87	15.18	-24.69
FEV	17.89	0.98	16.91						
				35.27	18.36	16.91	50.82	15.18	-35.64
MAR	13.01	1.30	11.71						
				30.07	18.36	11.71	67.73	74.66	6.93
AVR	0.08	9.891	-8.93						
				10.44	18.36		79.44	86.25	6.81
MAI	4.93	12.00	-8.92						
				3.36	18.36		71.52	71.52	
JUI	0.97	14.00	-14						
				-9.67	-9.67		64.44	64.44	
JUIL	0.25	17.90	-18.65						
				-27.32	-27.32		51.41	51.41	
AOUT	0.66	15.00	-14.34						
				-41.66	-41.66		33.76	33.76	
SEPT	4.261	8.50	-4.24						
				-45.90	-45.90		19.42	19.42	
						91.12	15.18	15.18	92.12

Le volume mort est de : 15.18Mm3. Tel que : Vs= 67.13Mm3 et Vd =66.93Mm3. Le barrage fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excèdent d'eau et plus grand que le déficit donc :

Vs >Vd, Vu = Vd= 66.26 Mm3

Le volume du barrage normal sera :

VNNR =Vm + Vu = 15.18 + 66.93= 82.1Mm3

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

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.

Nous avons :

$$Vep = Smoy * Es$$

Vep : volume perdu à cause de l'évaporation.

Es : Evaporation mensuelle (mm).

Smoy : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Vmoy).

Vmoy : volume moyen.

$V_{moy}=\frac{V_{rf,i}+V_{rf,i+1}}{2}$ Vrf,i et Vrf,i+1 : les volumes de la retenue de deux mois successifs

Tableau V. 51 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3)

Mois	A(80%)	U80%	Pert Mm3	A-(U+P)	1 ere consigne		2eme consigne			
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
OCT	7.82	0.9	0.302	6.618	0	15.18			9	
						11.67		4.37	9.00	2.66
NOV	7.28	1.12	0.189	5.97	17.88	17.88		3.17	9.00	4.57
DEC	15.37	0.2	0.003	15.167	31.72	31.72		21.59	9.00	1.41
JAN	11.15	0.10	0.05	11.05	24.93	28.16	3.23	36.29	36.29	
FEV	17.89	0.33	0.070	17.49	24.93	29.36	4.43	47.24	47.24	
MAR	13.01	0.78	0.210	12.02	24.93	25.91	0.98	64.73	64.73	
AVR	0.08	8.00	0.019	-7.94	16.99	16.99		76.75	76.75	
MAI	4.93	12.00	0.238	-7.31	9.68	9.68		68.81	68.81	
JUI	0.97	14.00	0.390	-13.42	-3.75	-3.75		61.50	61.50	
JUIL	0.25	17.90	0.452	-18.10	-21.85	-21.85		48.07	48.07	
AOUT	0.66	15.00	0.180	-14.52	-36.37	-36.37		29.97	29.97	
SEPT	4.261	8.50	4.010	-8.25	-40.62	-40.62		15.45	15.45	
							8.5	11.2	11.2	8.5

D’après le tableau président On a :

Vs=69.54Mm3, Vd=68.32Mm3 donc :

Vu=68.32Mm3, d’où :

VNNR=Vm+Vu=68.32+15.18=83.5Mm3 Donc : NNR=101.2m

V.7. Laminage des crues :

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul

optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

Q. dt=q.dt+S.dh

Q : Le débit entrant de la crue.
q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).
S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q-q=S.\frac{dh}{dt}$$

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de barrage.

L existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Muskingum.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Kotecherin.
5. Méthode de Hidenblat.
6. méthode de blackmore

V.7.1.1Méthode de black more :

Le calcul de laminage est effectué selon la méthode graphique de blackmore ; elle consiste à se fixe une langueur du déversoir, et à déterminer la charge d'eau correspondante, et par conséquence le débit le débit déversé.

- **Application de la méthode pour largeur de déversoir b=60m :**

On applique la formule de : $Q=m\ b\sqrt{2g}h^{3/2}$

m =0.49

b : largeur du coursier.

H : hauteur d'eau.

$V=713.13\ (h-70)^{2.25114}$

V : volume (m3)

Tableau V. 48: laminage par la méthode de black more

cote (mNGA)	h (m)	Q(m3 /s)	V (m3)
62.5	1	130.159	0
75	2	368.146	2670841.048
80	3	676.328	12714775.8
90	4	1041.275	60529818.43
100	5	1455.226	810791009.3
105	6	1912.943	123344791.2
110	7	2410.584	288157571.7
120	8	2945.169	476198521.1
125	9	3514.302	590158642.7
128	10	4116	665107737.5
130	10.556	4464.002	717853979.9

A l'aide des résultats obtenus de ce tableau ci-dessous, on pourra effectue la méthode graphique de black more, d'un résultat de débit laminé Q_l=2156.97m3/s correspondant à une charge de 6.5m.

V.7.1.2 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993) :

-Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement x. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(\frac{Q^2}{A})+gA\frac{\partial y}{\partial x}=gA(S_0-S_f)+q\frac{Q}{A} \qquad (*)$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q \quad (**)$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation(*) est la suivante :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m3 /s à 2m3 /s en une heure, ce terme vaut

(1 m3 /s - 2m3 /s) / 3600s =0 ,000277m3 /s.

L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (So) et les forces de frottement (Sf).
e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation (*) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (*) devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$S_0=S_f$ (***)

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I-O=\frac{dh}{dt} \quad (****)$$

Ou :

I : (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Qe.
O :(OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Qs.
S : désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.
L'équation (****) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? Le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

V.7.1.2 Méthode de Muskingum :

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation (*****) s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} Idt - \int_{t_1}^{t_2} Odt \quad (*****)$$

Pour un petit intervalle de temps T=t1-t2, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = (\frac{I_1 + I_2}{2}) + \frac{O_1 + O_2}{2})\Delta T \quad (******)$$

La résolution du problème consiste à déterminer 1 et 2, connaissant I1 et L'équation ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S1 et S2.

V.7.1.3. Principe de la méthode et solution :

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage- déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation (******) s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2\frac{S_2}{S_1} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

S1 et O1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S1 et O1 sont connus à cause de la récursivité des calculs.
Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent. La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie 02 à partir de la quantité connue [2S2 / Δt + O2] ? Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2s/\Delta t$ + O = f (0).

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend quedes propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau V.53: Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

H_1	S_1	O_1	$2S_2/\Delta t + O_1$
H_2	S_2	O_2	$2S_1/\Delta t + O_2$
H_3	S_3	O_3	$2S_1/\Delta t + O_3$
…	…	…	…
H_n S_nO_n	…	…	$2S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$F(o) = 2S/\Delta t + o$$

V.7.1.4. Calcul du débit de sortie :

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes : 1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure V.30). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

$$Q=CB\ H3/2 = CB\ (h - z)^{3/2}$$

Ou :

C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir
B : est la longueur de déversoir
H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,
h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q=mA\sqrt{2gh}$$

Ou : m : est une constante de débit
A : est la section d'écoulement
h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre

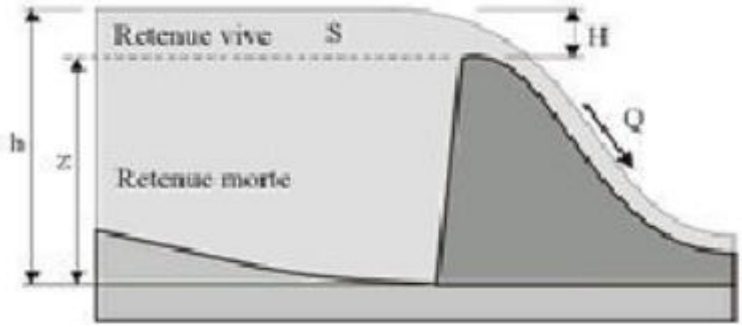


Figure V. 27: Evacuateur à surface libre à entonnement frontal (wikibarding, 2000)

V.7.1.5 Calcul du volume stocké :

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S=Ah$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.
Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+...+a_nh^n$$

Les coefficients a_0, a_1, a_2,....., a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges. Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké v.

❖ **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=60m** :
Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q=mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

Pour b=60m et m =0.49: Q=130.159 H3/2

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure3.19) avec un coefficient de corrélation r =0.9963entre les altitudes 62.5m NGA et 130m NGA.

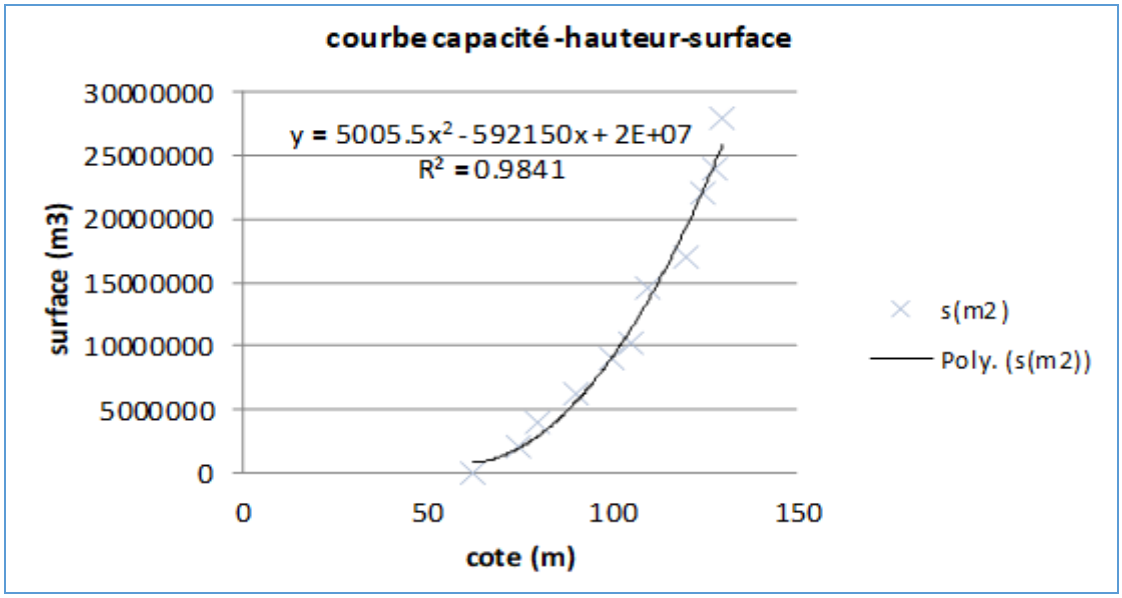


Figure V. 28: Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique de la cuvette

$$F(Q) = (2S/At+Qs)$$

Initialement le débit de sortie Q= 0 m^3/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké Vs =0 m3. La valeur maximale de débit d'entrée Qe=4100 m3/s nous donne la plage à couvrir avec le variable H

Q = 130.159H3/2, soit Hmax = 10.556m.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.54: Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

Cote	H	S(m2)	S(m3)	O(m3/s)	2S/Dt+O
62.5	1	0	0	130.16	130.16
75	2	2000000	4000000	368.15	1479.26
80	3	4000000	12000000	676.33	4009.66
90	4	6150000	24600000	1041.27	7874.61
100	5	9000000	45000000	1455.23	13955.23
105	6	10250000	61500000	1912.94	18996.28
110	7	14500000	101500000	2410.58	30605.03
120	8	17000000	136000000	2945.17	40722.95
125	9	22000000	198000000	3514.30	58514.30
128	10	24000000	240000000	4116	70782.67
130	10.556	28000000	295568000	4464.00	86566.22

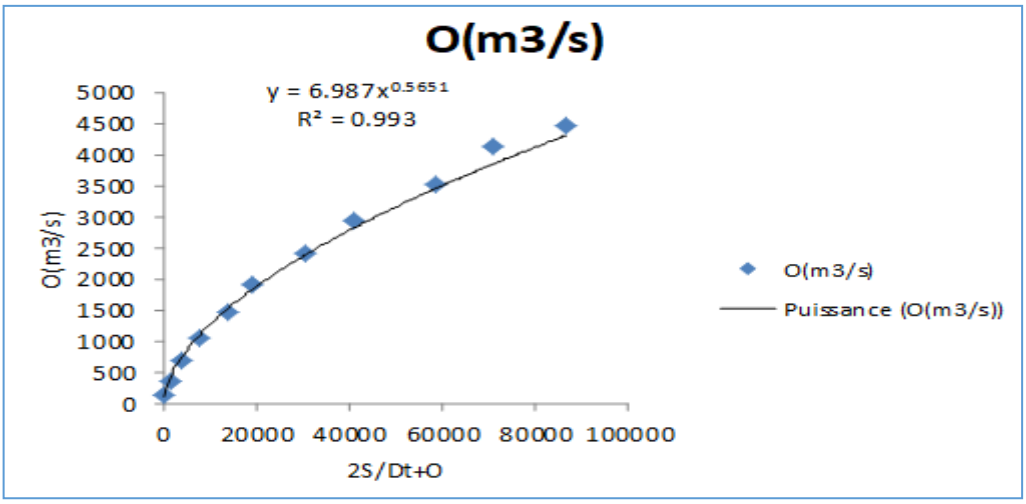


Figure V. 29: courbe caractéristique de la cuvette

En utilisant la courbe caractéristique de la cuvette et l'équation :

$$2S2/\Delta t+O2=I1+I2+2S1/\Delta t+O1-2O1$$

On détermine l'hydrogramme laminée (**tableau V.54**)

Tableau V.55: Calcul de l'hydrogramme laminé

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0	0	0	0	0
2	39.80	39.80	130.16	20.72	109.44
4	159.19	198.99	219.70	72.59	147.12
6	358.17	517.36	589.95	75.78	257.09
8	636.75	994.93	1070.71	350.61	360.05
10	994.93	1631.68	1982.30	962.41	509.94
12	1432.70	2427.63	3390.04	2008.89	690.57
14	1950.06	3382.76	5391.65	3596.43	897.61
16	2547.02	4497.08	8093.51	5835.07	1129.22
18	3223.57	5770.58	11605.65	8837.02	1384.32
20.3	4100.00	7323.57	16160.59	12822.33	1669.13
22	3651.11	7751.11	20573.44	16747.21	1913.11
24	3236.24	6887.34	23634.56	19496.35	2069.10
26	2854.05	6090.29	25586.63	21258.62	2164.01
28	2503.20	5357.25	26615.86	22190.31	2212.78
30	2182.35	4685.55	26875.86	22425.93	2224.97
32	1890.16	4072.52	26498.44	22083.93	2207.26
34	1625.29	3515.46	25599.39	21270.15	2164.62
36	1386.40	3011.69	24281.85	20079.97	2100.94
38	1172.14	2558.54	22638.51	18599.78	2019.37
40	981.18	2153.33	20753.11	16908.03	1922.54
42	812.18	1793.36	18701.40	15075.99	1812.70
44	663.79	1475.97	16551.96	13168.25	1691.85
46	534.67	1198.46	14366.71	11243.20	1561.76
48	423.49	958.16	12201.36	9353.30	1424.03
50	328.90	752.39	10105.68	7545.32	1280.18
52	249.56	578.46	8123.78	5860.57	1131.61
52.75	223.46	473.02	6333.59	4367.36	983.11
54	184.13	407.59	4774.96	3098.83	838.06
56	131.27	315.40	3414.23	2027.52	693.35

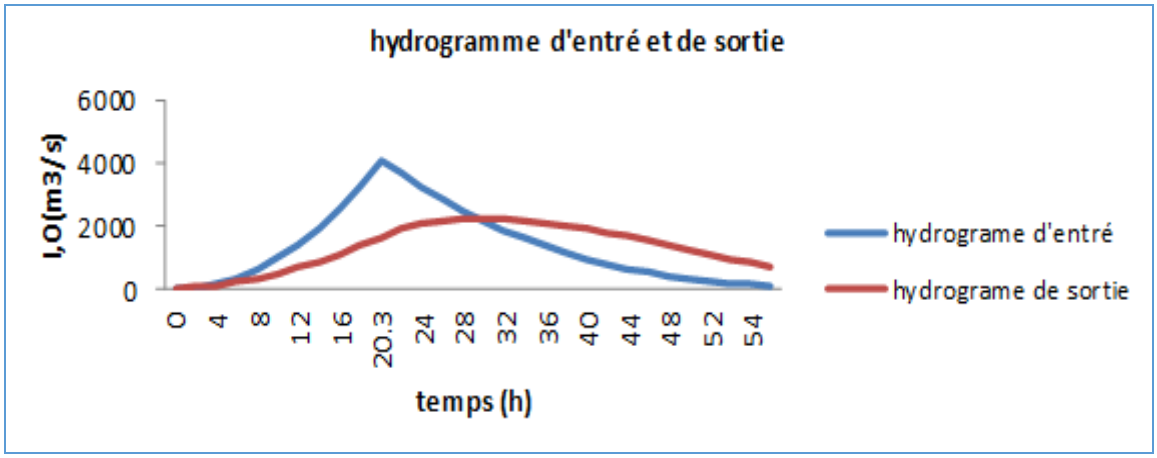


Figure V. 30: hydrogramme d'entrée et de sortie

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les déférentes largeurs b est donné dans le tableau **(V .56)**

Tableau V. 56 : Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties

			hd=7.07 m	hd=6.8 m	hd=6.64 m	hd=6.46 m	hd=6.31 m	Hd=6.17 m	hd=6.03 m	hd=5.89 m	hd=5.67 m	hd=5.65 m	hd=5.53 m	hd=5.43 m	hd=5.32 m	hd=5.21 m	hd=5.11 m	hd=5.02 m	hd=4.93 m
			b=50m	b=55m	b=60m	b=65m	b=70m	b=75m	b=80m	b=85m	b=90m	b=95m	b=100m	b=105m	b=110m	b=115m	b=120m	b=125m	b=130m
temps (h)	débit d'entrée I1	I1+ I2	o(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)
0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	37,86	37,86	100,01	104,15	109,44	114,39	119,15	123,62	127,91	131,95	135,81	139,48	142,97	146,34	149,53	152,60	155,56	158,34	161,08
4	151,42	189,28	136,90	141,41	147,12	152,24	156,99	161,25	165,17	168,70	166,74	174,85	177,49	179,93	182,11	184,11	185,93	187,54	189,04
6	340,70	492,13	235,69	244,85	257,09	268,42	279,28	289,37	299,01	308,05	307,41	324,78	332,49	339,94	346,97	353,74	360,27	366,39	372,46
8	605,69	946,40	332,52	344,33	360,05	374,25	387,52	399,52	410,63	420,72	420,55	438,49	446,23	453,41	459,90	465,88	471,37	476,26	480,85
10	946,40	1552,09	468,33	485,96	509,94	531,88	552,64	571,69	589,64	606,23	606,17	636,39	650,03	663,04	675,18	686,76	697,81	708,08	718,16
12	1362,81	2309,20	630,83	655,92	690,57	722,47	752,85	780,90	807,48	832,18	832,16	877,38	897,94	917,61	936,00	953,57	970,35	985,91	1001,17
14	1854,93	3217,74	816,28	850,21	897,61	941,41	983,31	1022,10	1058,98	1093,34	1093,32	1156,38	1185,12	1212,66	1238,41	1263,02	1286,53	1308,34	1329,72
16	2422,77	4277,71	1022,93	1067,04	1129,22	1186,86	1242,16	1293,47	1342,36	1387,98	1387,97	1471,89	1510,20	1546,95	1581,34	1614,22	1645,64	1674,80	1703,39
18	3066,32	5489,09	1249,72	1305,32	1384,32	1457,73	1528,32	1593,97	1656,62	1715,18	1715,17	1823,08	1872,43	1919,80	1964,16	2006,62	2047,20	2084,87	2121,83
1	3900,00	6966,32	1501,72	1570,59	1669,13	1760,96	1849,52	1932,06	2011,02	2084,96	2084,96	2221,60	2284,26	2344,50	2401,00	2455,13	2506,96	2555,14	2602,45
22	3473,00	7373,00	1720,25	1799,49	1913,11	2018,76	2120,38	2214,80	2304,82	2388,79	2388,79	2542,97	2613,15	2680,27	2742,87	2802,50	2859,22	2911,60	2962,69
24	3078,37	6551,38	1865,84	1949,59	2069,10	2179,28	2284,27	2380,83	2471,88	2555,81	2555,80	2707,00	2774,39	2837,87	2896,13	2950,70	3001,70	3047,90	3092,09
26	2714,83	5793,20	1960,43	2044,72	2164,01	2272,61	2374,69	2467,19	2553,02	2630,76	2630,76	2766,89	2825,63	2879,69	2928,06	2972,14	3012,12	3047,20	3079,60
28	2381,09	5095,92	2016,28	2098,20	2212,78	2315,39	2410,11	2494,22	2570,55	2638,02	2638,01	2751,34	2797,88	2839,13	2874,49	2905,19	2931,52	2953,18	2971,69
30	2075,90	4456,99	2041,26	2118,54	2224,97	2318,25	2402,30	2474,88	2538,69	2593,06	2593,06	2678,59	2710,81	2737,35	2758,12	2774,14	2785,79	2793,32	2797,54

32	1797,96	3873,86	2040,88	2111,72	2207,26	2288,63	2359,49	2418,24	2467,39	2506,77	2506,77	2561,46	2578,26	2589,29	2594,96	2596,08	2593,18	2586,98	2577,64
34	1546,01	3343,97	2019,22	2082,14	2164,62	2232,06	2287,84	2331,09	2364,13	2387,33	2387,33	2409,67	2410,74	2406,26	2397,15	2384,03	2367,53	2348,85	2327,49
36	1318,77	2864,78	1979,48	2033,27	2100,94	2152,89	2192,20	2218,79	2234,82	2241,26	2241,25	2230,97	2216,66	2197,36	2174,49	2148,45	2120,00	2090,70	2059,54
38	1114,97	2433,74	1924,21	1967,88	2019,37	2054,65	2076,50	2085,75	2084,35	2073,92	2073,92	2031,84	2003,09	1970,26	1935,22	1898,19	1859,99	1822,48	1784,16
40	933,32	2048,29	1855,57	1888,32	1922,54	1940,29	1944,09	1935,68	1916,89	1889,97	1889,97	1817,94	1776,21	1731,68	1686,60	1641,00	1595,75	1552,83	1510,38
42	772,56	1705,88	1775,37	1796,55	1812,70	1812,39	1797,86	1771,87	1736,11	1693,51	1693,51	1594,37	1541,63	1487,76	1435,27	1383,99	1334,77	1289,55	1246,20
44	631,41	1403,97	1685,19	1694,32	1691,85	1673,19	1640,39	1597,24	1545,35	1488,34	1488,34	1365,89	1304,64	1244,29	1187,48	1133,84	1084,07	1039,86	998,89
46	508,59	1140,00	1586,45	1583,15	1561,76	1524,75	1474,04	1414,51	1347,75	1278,04	1278,04	1137,14	1070,42	1006,99	949,44	897,09	850,38	810,50	775,00
48	402,83	911,42	1480,41	1464,45	1424,03	1368,93	1301,01	1226,25	1146,31	1066,14	1066,14	912,84	844,29	781,75	727,45	680,32	640,30	607,80	580,30
50	312,85	715,68	1368,23	1339,50	1280,18	1207,50	1123,39	1034,96	944,06	856,24	856,24	698,01	632,00	574,94	528,26	490,29	460,18	437,34	419,20
52	237,38	550,24	1250,98	1209,47	1131,61	1042,15	943,23	843,16	744,11	652,24	652,24	498,44	440,26	393,88	359,30	333,85	315,61	302,97	293,66
52,75	212,56	449,95	1132,07	1078,28	983,11	878,79	767,87	660,01	557,96	468,53	468,53	335,78	294,20	266,19	249,05	238,84	232,87	229,39	227,12
54	175,15	387,71	1013,73	948,53	838,06	721,78	603,14	493,34	396,24	319,23	319,23	229,58	211,49	203,18	199,82	198,39	197,60	196,99	196,41
56	124.87	300.01	893.81	817.73	817,73	693,35	567,38	444,60	338,11	253,32	197,18	197,18	154,78	150,20	147,78	145,71	143,60	141,51	139,54

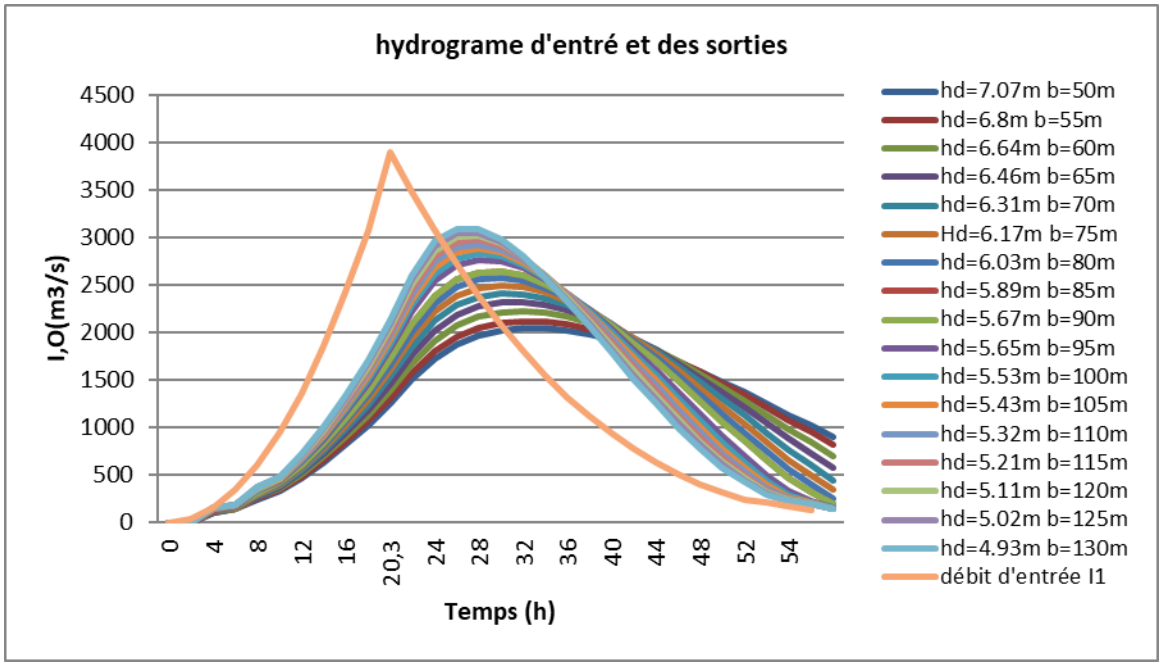


Figure V. 31: Hydrogramme de sorties

Tableau V.57: récapitulatif des résultats de laminage de la méthode de Muskingum

Hd (m)	b(m)	Q_l (m3/s)	NPHE	Forcée (Mm3)
7.07	50	2041.26	108.27	217.223
6.8	55	2118.54	108	205.595
6.64	60	2224.97	107.84	189.583
6.46	65	2318.25	107.66	175.547
6.31	70	2410.11	107.51	161.726
6.17	75	2494.22	107.37	149.071
6.03	80	2570.55	107.23	137.586
5.89	85	2638.02	107.09	127.436
5.67	90	2638.01361	106.87	127.436
5.65	95	2766.89	106.85	108.046
5.53	100	2825.63	106.73	99.207
5.43	105	2879.69	106.63	91.074
5.32	110	2928.06	106.52	83.796
5.21	115	2972.14	106.41	77.164
5.11	120	3012.12	106.31	71.149
5.02	125	3047.90	106.22	65.765
4.93	130	3092.09	106.13	59.117

CHAPITRE V

V.8. Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devais le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

V.8.1 Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Elle est donnée par la Formule de Davis (reprise par Post et Lond):

a) Formule de l'USBR :

$$R = 0.75 \times H + V2/2g$$

Avec :

Hv: Hauteur des vagues (m).

V : Vitesse des vagues (m/s).

b) FormuledeGaillard :

V =1.5 + 2 Hv

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

c) Formule de Stevenson :

$$Hv = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

Avec : F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F=5.08 km)

AN: h=1.13m.

c) Formule de Mallet et Pacquant :

$$R = H + V2/2g \qquad (R \leq 2)$$

$$H = 0.5 + 0.33 * \sqrt{F}$$

AN : h=1.24m

e) Formule de Molitor :

$H = 0.75 + 0.032 * (U * F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$

Avec :

U : (vitesse du vent) = 80 km/h

AN : h=0.99m

f) Formule simplifiée :

$R = 1 + 0.3 * \sqrt{F}$

Conclusion

On prend donc h=1.24m et la vitesse du vague qui est donnée par la relation de GALLIARD

D'où : V (m/s) =1.5+2h

h: la hauteur des vagues en (m) avec : h= 1.24 m

AN : V (m/s) =3.98m/s

D'où la revanche par la méthode d'USBR est R= (0.75h) + (V^2/2g)

Donc : R= 1.74m

V.8.2 Tassement :

On calcule le tassement d'après les formules suivantes :

T= 0.015 Hb

T= 0.001 Hb3/2

Avec : T : Tassement de la crête du barrage

Hb : Hauteur du barrage , Les tassements sont estimés de 0.54m.

V.8.3 Largeur en crête Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

a. Formule de Knapen :

$bcr = 1.65 * \sqrt{Hb}$

f. Formule de Preece :

$bcr = (1.1 + \sqrt{Hb}) + 1$

g. Formule Simplifié (Anonyme):

$bcr = 3.60 * \sqrt[3]{Hb} - 3$

e. Formule pratique (USBR) :

$b=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$ Avec : Hb= NNR – Cf + h dév + R + T

Hb : Hauteur du barrage (m)

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.58: récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.

H(m)	B(m)	Hb (m)	Largeur en crête du barrage bcr (m)				
			F.KNAPEN	F.PREENCE	F.Simplifiée	F.pratique	La moyenne
7.07	50	84.6	15.2	11.3	12.8	15.3	13.1
6.8	55	82.5	15.0	11.2	12.7	15.1	13.0
6.64	60	81.8	14.9	11.1	12.6	15.1	13.0
6.46	65	81.7	14.9	11.1	12.6	15.1	12.9
6.31	70	81.5	14.9	11.1	12.6	15.0	12.9
6.17	75	81.4	14.9	11.1	12.6	15.0	12.9
6.03	80	81.2	14.9	11.1	12.6	15.0	12.9
5.89	85	81.1	14.9	11.1	12.6	15.0	12.9
5.67	90	80.9	14.8	11.1	12.6	15.0	12.9
5.65	95	80.9	14.8	11.1	12.6	15.0	12.9
5.53	100	80.7	14.8	11.1	12.6	15.0	12.9
5.43	105	80.6	14.8	11.1	12.6	15.0	12.9
5.32	110	80.5	14.8	11.1	12.5	15.0	12.9
5.21	115	80.4	14.8	11.1	12.5	14.9	12.9
5.11	120	80.3	14.8	11.1	12.5	14.9	12.8
5.02	125	80.2	14.8	11.1	12.5	14.9	12.8
4.93	130	80.1	14.8	11.1	12.5	14.9	12.8

On opte pour une largeur en crête de = 13m.

V.8.4Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs :

A partir du profil longitudinal et en travers de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes lames déversantes, on calcule le cout selon 3 cas car la fondation contient des calcaires, qui sont suivantes :

Cas1 : si on ne prend pas en considération la formation géologique de la fondation.

Cas 2 : si on considère la formation géologique de la fondation et on fait une galerie d'injection et de drainage avec deux voiles, l'une d'injection et l'autre de drainage ou la surface du béton est de 235.46m^2

Cas 3: si on considère la formation géologique de la fondation et on injecte le béton dans la fondation avec une section de S=705m^2.

en utilisant les formules citées suivantes. Nous avons opté pour trois sections.

A) par Les sections à travers sont :

On a: $\sum_{i=1}^{4} V_i$ ou $V_I = S_i * h_I$

S_1=S

S_2=Screte= (bcr*hcrete).

S_3= (H_b-h_{CRETE})*(bcr+L)/2.

AVEC:

S3 : Section à la digue.

L : largeur de la digue est de 351.5m.

S : pour les deux derniers cas.

AN :

S_{crete} =5*13=65m^2

Remarque : la longueur de la digue est de 400m

Remarque : On considère le prix du mètre cube du Béton est estimé à 10000 DA (prix unitaire de l'année2016).

Remarque : dans l'ancien Barrage poids (en terre) du Gargar qu'est existé déjà le Hb=86m, B=60m, Hd=5.26m pour débit laminé de 1580m3/s, et de débit de crue millénaires de 4250m3/S avec un niveau NNR de 118mNGAga ET de 126mNGA de crête (l'étude a été fait dans l'année 1968et la réalisation en 1986).

Tableau V.59: Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes (Cas 1)

Largeur déversant (m)	La hauteur du barrage (m)	Volume de la digue en béton (m^3)	Coût de la Digue (DA)
50	84.6	5828840	58288400000
55	82.5	5675750	56757500000
60	81.8	5624720	56247200000
65	81.7	5617430	56174300000
70	81.5	5602850	56028500000
75	81.4	5595560	55955600000
80	81.2	5580980	55809800000
85	81.1	5573690	55736900000
90	80.9	5559110	55591100000
95	80.9	5559110	55591100000
100	80.7	5544530	55445300000
105	80.6	5537240	55372400000
110	80.5	5529950	55299500000
115	80.4	5522660	55226600000
120	80.3	5515370	55153700000
125	80.2	5508080	55080800000
130	80.1	5500790	55007900000

MDA : Millions de Dinars Algérien.

Tableau V.60: Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes (Cas 2)

Largeur déversant (m)	La hauteur du barrage (m)	Volume de la digue en béton (m3)	Coût de la Digue (DA)
50	84.6	5923024	59230240000
55	82.5	5769934	57699340000
60	81.8	5718904	57189040000
65	81.7	5711614	57116140000
70	81.5	5697034	56970340000
75	81.4	5689744	56897440000
80	81.2	5675164	56751640000
85	81.1	5667874	56678740000
90	80.9	5653294	56532940000
95	80.9	5653294	56532940000
100	80.7	5638714	56387140000
105	80.6	5631424	56314240000
110	80.5	5624134	56241340000
115	80.4	5616844	56168440000
120	80.3	5609554	56095540000
125	80.2	5602264	56022640000
130	80.1	5594974	55949740000

Tableau V.61: Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes (Cas 3)

Largeur déversant (m)	La hauteur du barrage (m)	Volume de la digue en béton (m3)	Coût de la Digue (DA)
50	84.6	6110840	2444336000
55	82.5	5957750	2383100000
60	81.8	5906720	2362688000
65	81.7	5899430	2359772000
70	81.5	5884850	2353940000
75	81.4	5877560	2351024000
80	81.2	5862980	2345192000
85	81.1	5855690	2342276000
90	80.9	5841110	2336444000
95	80.9	5841110	2336444000
100	80.7	5826530	2330612000
105	80.6	5819240	2327696000
110	80.5	5811950	2324780000
115	80.4	5804660	2321864000
120	80.3	5797370	2318948000
125	80.2	5790080	2316032000
130	80.1	5782790	2313116000

On préfère la 2éme cas car elle est repose sur une bonne solution pour la fondation

Tableau V.62: Caractéristiques du barrage

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm^3	15 .18
Volume utile	Mm^3	68.32
Cote NNR	m.NGA	102.1
Cote NPHE	m.NGA	106.5
Cote en crête	m.NGA	111.2
Hauteur du barrage	M	80.2
Largeur du déversoir	M	130

❖ **Historique d'utilisation de l'eau du barrage :**

Depuis sa construction, les eaux du barrage du Gargar ont servis à alimenter Oran en eau potable à raison de 600 l/s et à l'irrigation d'une partie du bas Cheliff.

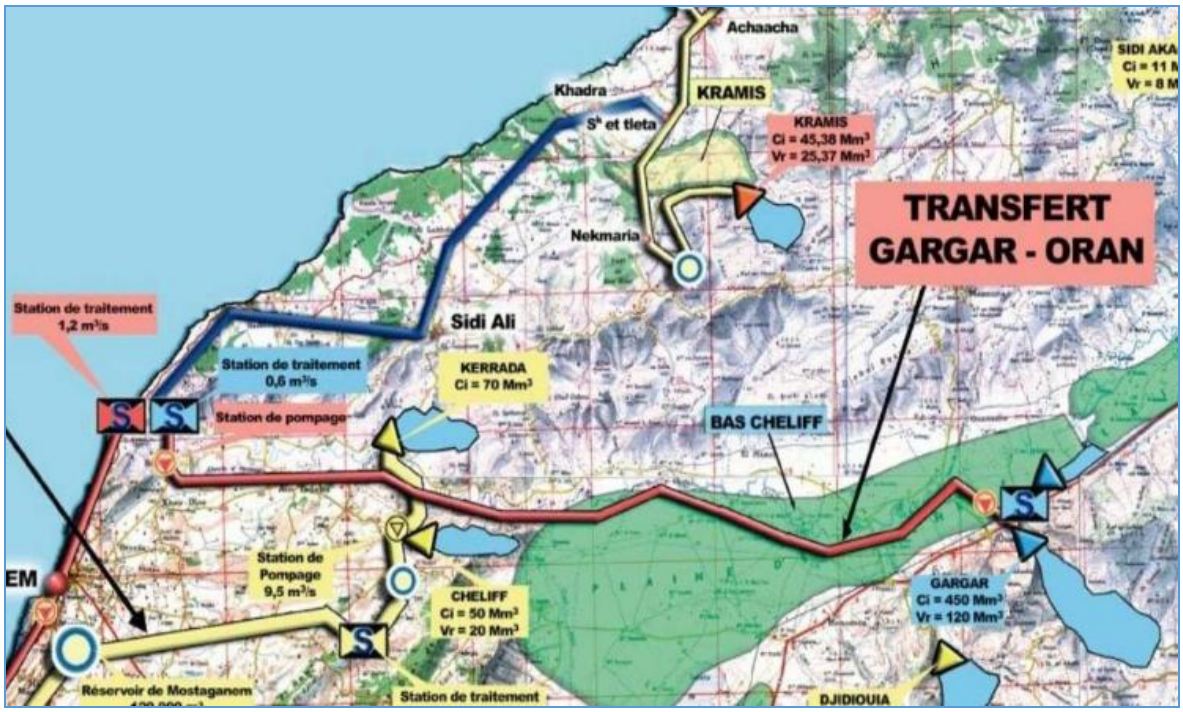


Figure V. 32: destination des eaux du barrage GARGAR (source ANBT)

En fait, depuis sa construction, le barrage a soutenu en eau potable la région oranaise qui a Souffert d'unstress hydrique important jusqu'à la mise en service du système MAO et le dessalement d'eau mer.

En cas ou sa capacité de stockage est due au faible volume d'eau alloué à l'irrigation, le barrage Gargar est en pole position pour soutenir la prise Cheliff par des lâchers en cas de diminution du débit entrant à cette prise.

Tableau V.63: données d'exploitation du barrage sur trois années (source ANBT)

Année	Volume produit pour l'AEP (hm3)	Volume produit pour l'irrigation (Hm3)	Volume restant dans le barrage (Hm3)
2014	18.5	45	300
2015	12.4	46.2	305
2016	13.6	59.3	266

Il ressort de ces chiffres, que le barrage Gargar est exploité au maximum à 50% de ses Capacités pour l'irrigation et que de ce fait son niveau d'eau reste souvent assez élevé par rapport à sa destination (il est à signaler que 30 Hm3/an environ sont perdu en évaporation).

CHAPITRE V

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morpho métriques du bassin versant ainsi que le manque des données de cet ancien barrage « Gargar », cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- Avis du concepteur.

- Différence entre les méthodes et formules utilisées dans les études.

- Etendue de la série pluviométrique.

- déférents de type de construction de barrage.

- la zone du Gargar est non définie à l'ANRH pour la formation géologique et agro-pédagogique.

1) 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.

La conception du barrage a été créée directement sur la base des conditions naturelles dans L'environnement du projet.

2) Le barrage Gargar, offre d'importantes potentialités en eau, malheureusement l'absence d'une politique d'aménagement et de gestion fait que le barrage ne profite pas.

La grande surface du site, peut accueillir des grands projets avec des activités diverses.

La quantité d'eau disponible, les conditions hydrologiques et topographiques particulières sont déterminantes pour le dimensionnement de l'aménagement hydroélectrique et donc pour L'estimation du type, de la taille et de l'emprise des ouvrages encore il est une grande importance à la future pour la création des énergies solaires d'après le dimensionnement des panneaux flottants et pourquoi pas pour la culture des boisions dans les barrages à cause de ces caractéristiques d'énergie hydraulique.

Chapitre VI

Méthodologie de dimensionnement de la centrale hydroélectrique

Introduction :

Les éléments constitutifs d'une centrale hydroélectrique peuvent se regrouper en quatre parties :

Les ouvrages de retenu ou ouvrage de prise d'eau, les ouvrages d'amenés, les équipements de Production, et les ouvrages de restitution.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons particulièrement sur le dimensionnement des ouvrages D'amené et de production d'une maniéré générale.

VI.1 Centrales hydro-électriques :

L'objectif des projets de production d'énergie hydro-électrique est de répondre aux besoins urbains centralisés ainsi qu'aux besoins ruraux décentralisés, c'est un outil pour collaborer les centrales aux barrages.

On distingue 2 catégories, ou y'a des grandes et des petites centrales.

- Petite centrale
- Mini-centrale
- Microcentrale
- Pico-centrale

Tableau VI. 1: les différents types des centrales hydroélectriques

Centrale					
Classification	Pico-centrale	Microcentrale	Mini-centrale	Petite centrale	Grande centrale
Puissance en KW	< 20	20-500	500-2000	2000-10000	>10000

Il y a 3 types de centrales hydroélectriques à savoir :

• Les centrales de lac de type "barrage" :

dans ce cas, la puissance est principalement liée au fort dénivelé entre la prise d'eau et le rejet. La conduite est l'ouvrage le plus important dans ce type de petite centrale, (chute dépassant 200 m)

• Les centrales par éclusées :

la puissance est liée à la fois à la hauteur de chute et au débit turbiné. Nous verrons notamment ce type de centrale dans le Massif Central ; (chute comprise entre 40 et 200 m)

•Les centrales au fil de l'eau :

la puissance dépend alors du débit turbiné. En règle générale, il n'y a pas de conduite forcée, ou celle-ci reste très courte. L'ouvrage le plus important est le barrage ou la prise d'eau, le plus souvent construit en béton ; (chute< 40 m).

On trouve aussi d'autres types :

- **Les centrales de pompage-turbinage (les turbopompes) :**

Elles utilisent un réservoir amont et un réservoir aval entre lesquels l'eau est pompée vers L'amont en période de basse consommation quand l'électricité est peu chère et turbinée vers L'aval en période de pointe de consommation. Il ne s'agit pas à proprement dit d'un site de production mais davantage d'un centre de stockage d'énergie.

- **La pico-hydroélectricité :**

Il s'agit d'un procédé encore récent et peu développé. Le principe est d'équiper des canalisations d'eau potable de micro turbines qui se servent de la gravité pour produire de l'énergie.

VI .2 Différentes composantes d'une centrale hydroélectrique :

Une centrale hydroélectrique est composée de quatre éléments principaux :

- Les ouvrages de prise d'eau (digues, barrages).
- Les ouvrages d'amenée et de mise en charge (canal d'amenée, conduite forcée).
- Les équipements de production (turbines, générateurs, systèmes de régulation).
- Les ouvrages de restitution.

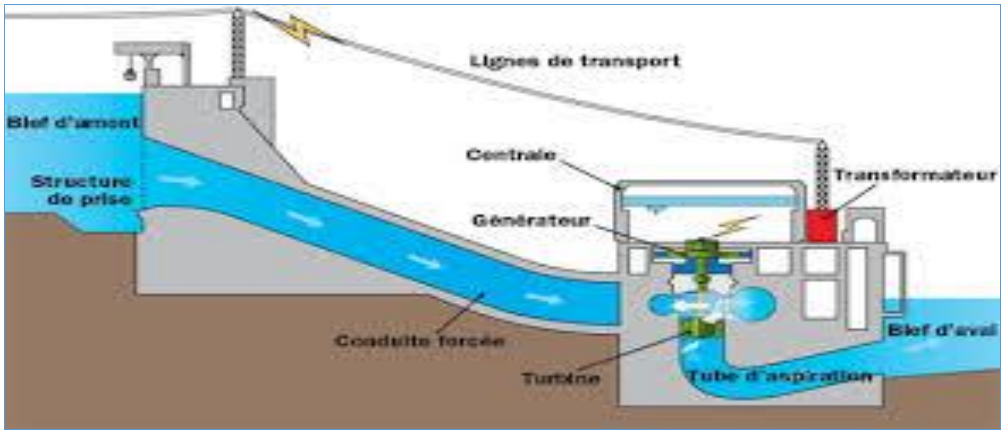


Figure VI. 1: Centrale hydroélectrique

VI .3 Grandeurs caractéristiques d'une centrale hydroélectrique :

VI .3.1Débit :

Le débit volumique de l'écoulement est l'un des paramètres le plus important pour l'hydro Électricité.

A. Débits instantanés et débits classés :

La connaissance de la quantité d'eau disponible pour l'exploitation d'une centrale Hydroélectrique est primordiale. Elle s'obtient par la mesure des débits instantanés. En général,

Une mesure par jour pendant au moins une année. Le réarrangement de ces mesures par ordre décroissant, donne la courbe des débits classés.

L'aire sous les courbes de débit instantané et débit classé est identique et représente la quantité totale d'eau s'écoulant dans le cours d'eau. La courbe des débits classés montre le nombre de jours pendant lequel un débit donné est atteint ou dépassé sur une année.

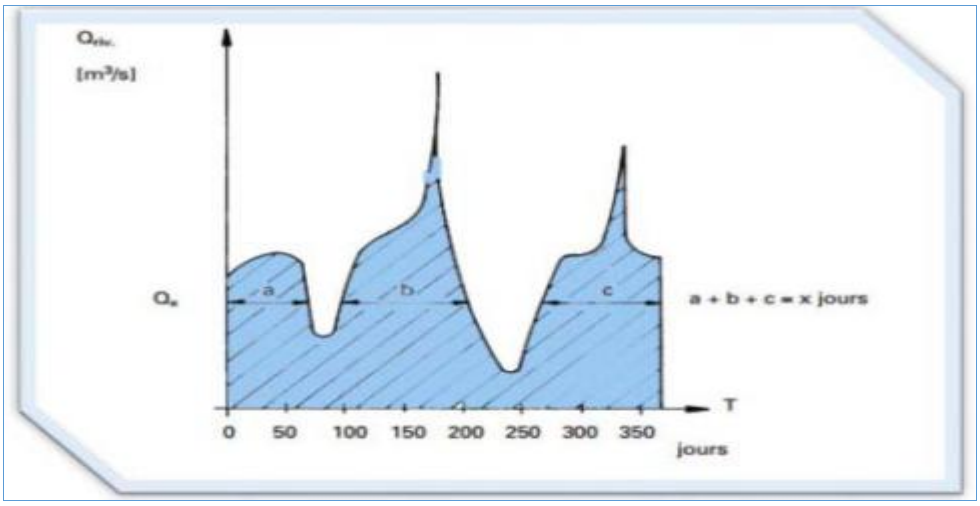


Figure VI. 2: Courbe de débit instantané

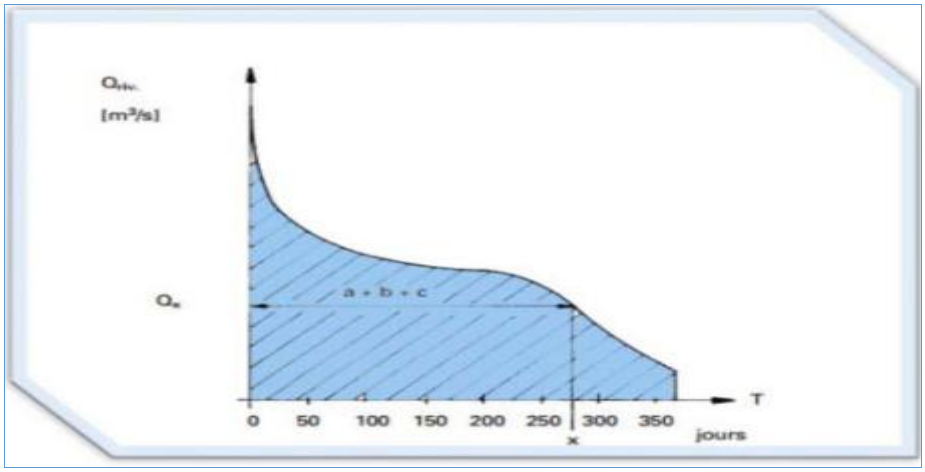


Figure VI. 3: Courbe de débit classé

***B.* Débits caractéristiques :**

Le débit d'équipement Qeq

C'est le débit maximum susceptible d'être turbiné par la centrale, c'est-à-dire le débit maximum absorbé par toutes les turbines lorsque celles-ci fonctionnent ensemble à pleine puissance.

VI .3.2 Hauteur de la chute :

VI .3.2.1 Chute brute Hb :

C'est la différence de cote entre les plans d'eau des réservoirs amont et aval. Elle correspond à la hauteur de chute brute dans le cas de la turbine. C'est une donnée topographique mesurée sur le terrain ou sur la carte.

Tout au long du trajet de l'eau en amont de la turbine, l'énergie totale, mesurée par rapport au Plan d'eau en aval, se décompose comme suit :

$$Hb = \text{Hamont} - \text{Haval} \qquad \text{(VI.1)}$$

VI .3.2.2 Les pertes de charge :

Les pertes de charge sont calculées en fonction de la géométrie des ouvrages et des matériaux Utilisés. Elles varient avec le débit turbiné.

Elles sont de deux types :

- Les pertes de charges singulières.
- Les pertes de charges linéaires.

A. Les pertes de charges linéaires ΔHL :

Ce sont les pertes par frottement entre l'eau et les parois. Elles ont lieu dans les canaux, conduites d'amenée d'eau et conduites forcées. Elles varient avec le carré de la vitesse et dépendent de la géométrie de la section, de la longueur de la conduite ainsi que du matériau formant les parois.

La théorie complexe de l'hydraulique peut être, pour les cas usuels, simplifiée pour aboutir à la formule suivante :

- **Formule Darcy-Weisbach :** $\Delta H_l = \lambda \frac{l}{D} \frac{v^2}{2g}$ (VI.2)

ΔHL : pertes linéaires, en [m]

v : vitesse de l'écoulement, en [m/s]

L : longueur de conduite considérée, en [m]

λ : coefficient de perte de charge (sans unité)

g : accélération due à la pesanteur, en [m/ s²].

- **Le coefficient de perte de charge :**

λ, appelé coefficient de perte de charges ou coefficient de friction, ou encore coefficient de Frottement, est défini implicitement par la formule de Colebrook. Cette dernière a permis de construire l'abaque de Moody.

Le coefficient de perte de charge linéaire λ, dépend :

- Du tube (rugosité),
- Du fluide (viscosité),
- De la vitesse du fluide.

Le passage du régime laminaire au régime turbulent ne se fait pas pour une vitesse particulière.

Il existe un domaine où des variations de vitesse irrégulières prennent naissance : c'est unrégime incertain (ou de transition). Pour dimensionner des conduites en hydraulique industrielle, on distinguera 3 types d'écoulements que l'on distingue en fonction du nombre de Reynolds, grandeur sans dimension :

$$Re = V.D/\upsilon \qquad (VI.3)$$

Avec :

V : vitesse caractéristique du fluide (m s−1)

D : diamètre caractéristique (m)

υ : viscosité cinématique du fluide (m2 s^{-1}) égale à : 10^-6 m2 s^{-1}

De la valeur du nombre de Reynolds, dépend le calcul du coefficient λ.

Pour les nombre de Reynolds compris entre 1200 et 2500, le type d'écoulement est incertain. On considérera donc l'écoulement comme étant turbulent à partir de Re = 1200. Cela entraîne une valeur de perte de charge calculée sensiblement supérieure à la réalité qui va dans le sens de la sécurité.

L'application de la Formule de Colebrook $\lambda = f\left(\frac{\xi}{D}, \mathrm{Re}\right)$ en régime turbulent donne :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\log\left(\frac{\xi}{3.7D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}\right) \qquad (VI.4)$$

Cette équation est une équation implicite peu facile à manipuler, peut être déterminé en utilisant L'abaque de Moody :

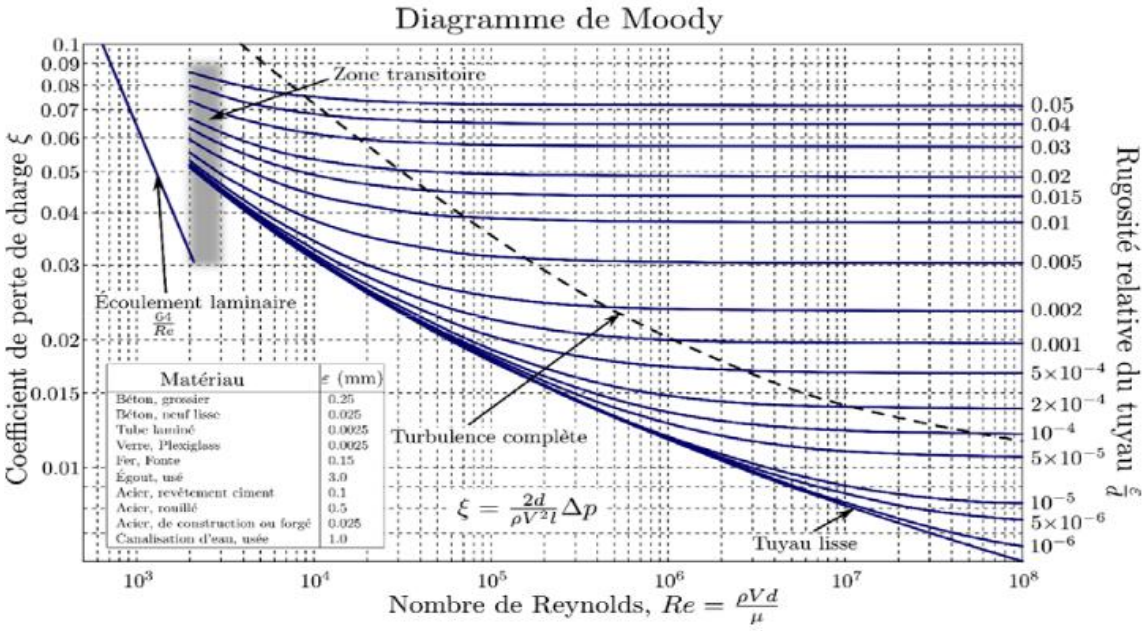


Figure VI. 4: diagramme de Moody

Nous utiliserons plutôt des itérations pour le calcul de λ avec :

$$\lambda_0 = -2\log(\frac{\xi}{3.7D}) \qquad \text{(VI.5)}$$

En remplaçant la valeur de λ0 dans l'équation de colebrook nous obtenons :

$$\lambda = \frac{1}{\left[-2\log(\frac{\xi}{3.7D} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda_0}}\right]} \qquad \text{(VI.6)}$$

B. Les pertes de charges singulières hs :

Ce sont les pertes liées aux singularités géométriques des aménagements, telles que : les entrées, les sorties, les grilles, les rétrécissements, les élargissements, les coudes, et les bifurcations.

Elles varient avec le carré de la vitesse et dépendent de la géométrie de la singularité.

$$H_S = \xi . \boldsymbol{V^2/2} \qquad \text{(VI.7)}$$

Avec :

h_S : pertes singulières, en [m] ;

V : vitesse de l'écoulement, en [m/ s], à l'amont de la singularité ;

g : accélération due à la pesanteur, en [m/ s²] ;

Ɛ : coefficient de pertes de charge, sans unité, dépend du type de singularité et de sa géométrie.

Ces valeurs seront données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 2: Coefficient de perte de charge singulière

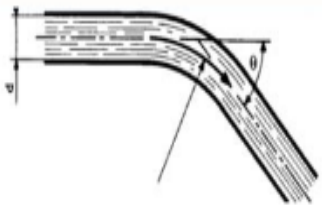
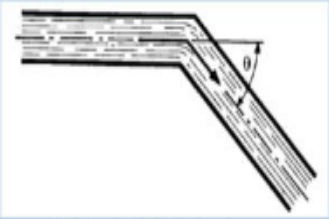
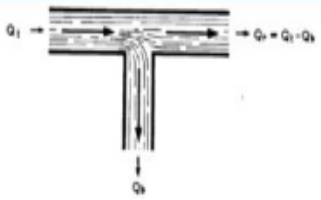
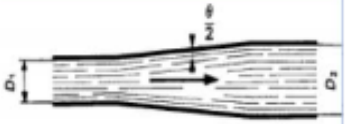
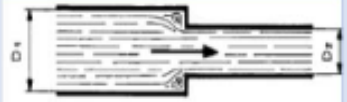
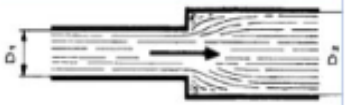
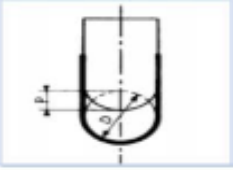
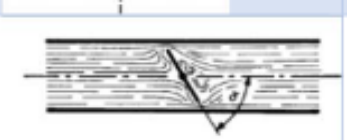
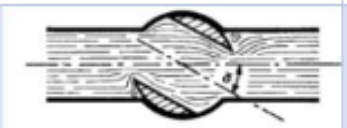
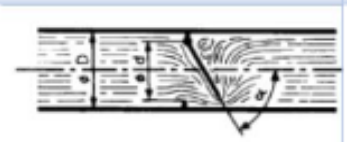
<table>
<tr><th>Figure</th><th>Description</th><th>Valeur de Ɛ</th></tr>
<tr><td>  </td><td>Sans saillie à l'intérieur du réservoir, avec raccordement à angles vifs</td><td>Ɛ=0,5</td></tr>
<tr><td>  </td><td>Sans saillie à l'intérieur du réservoir, avec raccordement arrondi</td><td>Ɛ =0,05</td></tr>
<tr><td>  </td><td>Arrivée</td><td>Ɛ =1</td></tr>
<tr><td>  </td><td>COUDE ARRONDIE
Avec :
R : rayon de courbure
d : diamètre intérieur
Θ : déviation</td><td>$\varepsilon=\left[0.131+1.847\left(\frac{d}{2r}\right)^{3,5}\right]\frac{\theta}{90}$</td></tr>
<tr><td>  </td><td>COUDE BRUSQUE
Avec :
Θ : déviation</td><td><table><tr><td>Θ(°)</td><td>22,5</td><td>30</td><td>45</td><td>60</td><td>90</td></tr><tr><td>Ɛ</td><td>0,07</td><td>0,11</td><td>0,24</td><td>0,47</td><td>10,13</td></tr></table></td></tr>
<tr><td>  </td><td>BRANCHEMENT DE PRISE
Avec :
Qt=débit total
Qb= débit dans le branchement</td><td><table><tr><td>$\frac{Qb}{Qt}$</td><td>0</td><td>0,2</td><td>0,4</td><td>0,6</td><td>0,8</td><td>11</td></tr><tr><td>Kr
Kb</td><td>0,04
1,12</td><td>0,17
0,4</td><td>0,3
0,08</td><td>0,41
0,47</td><td>0,51
0,72</td><td>0,6
0,91</td></tr></table></td></tr>
</table>

Tableau VI. 3: : Perte de charge singulière

	**CÔNE DIVERGENT**	$\varepsilon = 3,2(tg\frac{\theta}{2})^{1,25}\left[1-(\frac{D1}{D2})^2\right]^2$
	**Changement brusque de diamètre, RETRECISSEMENT**	$\varepsilon = 0,5\left[1-(\frac{D1}{D2})^2\right]$
	**Changement brusque de diamètre, ELARGISSEMENT**	$\varepsilon = \left[1-(\frac{D1}{D2})^2\right]^2$
	**ROBINET-VANNE P : distance de pénétration de l'obturateur dans la section, supposé circulaire D : diamètre de cette section**	P/D: 1/8, 2/8, 3/8, 4/8, 5/8, 6/8, 7/8 ε: 0,07, 0,26, 0,81, 0,1, 0,5, 17, 98
	**ROBINET A PAPILLON α : angle formé par le papillon et l'axe de la conduite**	α: 5, 10, 15, 20, 30, 40, 45, 50, 60, 70 ε: 0,24, 9,52, 0,9, 1,5, 3,9, 11, 19, 33, 120, 750
	**ROBINET A TOURNANT α : angle formé par l'axe de lumière du boisseau (supposée à section circulaire et de même diamètre que l'intérieur du robinet) et l'axe de la conduite**	α: 5, 10, 15, 25, 35, 45, 55, 65 ε: 0,05, 0,29, 0,75, 3,1, 9,7, 31, 110, 490
	**CLAPET DE RETENUE α : angle formé par le clapet mobile et l'axe de la conduite**	α: 20, 30, 40, 50, 60, 70, 75 ε: 1,7, 3,2, 6,6, 14, 30, 62, 90

Entrée de la galerie :

$$h_e = \xi_e \times \frac{v_g^{\ 2}}{2 \times g}$$

$\xi = (0.1 \div 0.3)$ (VI.8)

Grille :

$$\xi_g = B \times (\frac{s}{b})^{\frac{4}{3}} \times \sin\alpha$$

Avec :

B : en fonction de la forme des barreaux :



B= 2,42 1,79 1,03 1,83

Tgα = (4÷5)

Vanne batardeau : $h_v = \xi_v \times \frac{v_g^2}{2 \times g}$ (VI.9)

$\xi_v = 0.5$ (Dépend de type de vanne).

C. Perte de charge totale :

$$\Delta Ht = \sum \Delta hs + \sum \Delta HL \quad \text{(VI.10)}$$

D. Chute nette Hn :

La ch²ute nette représente l'énergie effective à la disposition de la turbine, mesurée entre l'entrée et la sortie de la machine.

$Hn = Hb - \Delta Ht$ (VI.11)

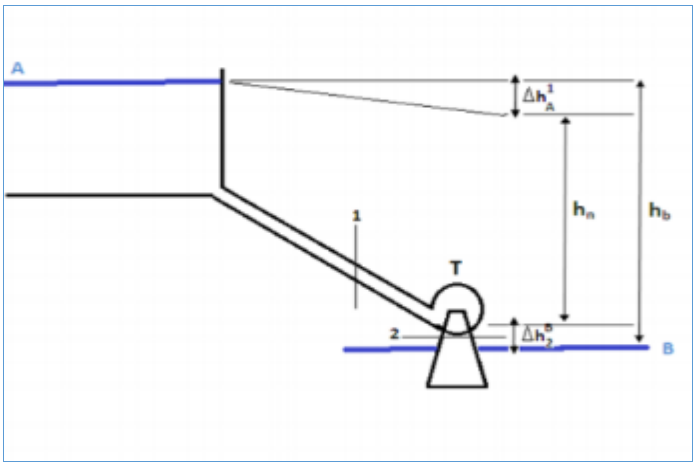


Figure VI. 5: Illustration schématique des hauteurs

E. Puissance hydraulique :

La puissance est une fonction combinée du débit d'équipement et de la hauteur de la chute. Elle est exprimée en kilowatts (kW) ou mégawatts (MW).

Nous distinguons habituellement :

-la puissance maximale brute qui exprime la puissance potentielle de l'aménagement :

$$\mathbf{Pb = \rho.g.Q.Hb} \qquad \mathbf{(VI.12)}$$

Avec :

Pb : puissance maximal brute (watt).

g : accélération due à la pesanteur, en [m/ s2].

Q : débit (m3/s).

H_b : hauteur brute (m).

ρ : masse volumique de l'eau, égale à 1000 N/m3

- la puissance installée qui représente la puissance effective de l'aménagement.

$$\mathbf{Pi = \rho.g.Q.Hn.\eta_{tg}} \qquad \mathbf{(VI.13)}$$

Avec :

η tg : rendement de l'ensemble turbine-générateur, lequel varie principalement entre 0,84 et 0,9.

Pi : puissance installée (watt).

g : accélération due à la pesanteur, en [m/s2].

Q : débit (m3/s).

H_n : hauteur nette (m).

ρ : masse volumique de l'eau, égale à 1000 N/m3.

VI.4 Dimensionnement des ouvrages d'amenée :

VI.4.1 Ouvrages d'amenée :

A. Galerie d'amenée

La galerie d'amenée est dimensionnée pour conduire le débit d'eau turbinale depuis lesouvrages de retenu vers la conduite forcée.

Par exemple, nous allons considérer une forme géométrique circulaire caractérisée par un diamètre (D) et une hauteur d'écoulement (h).

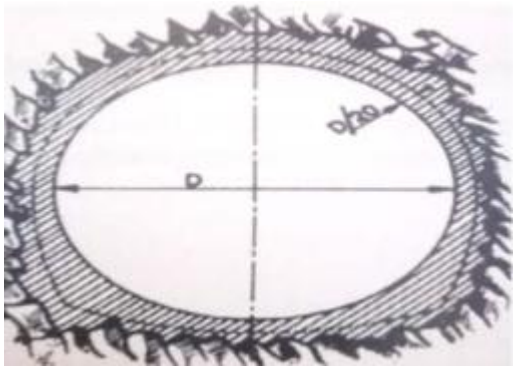
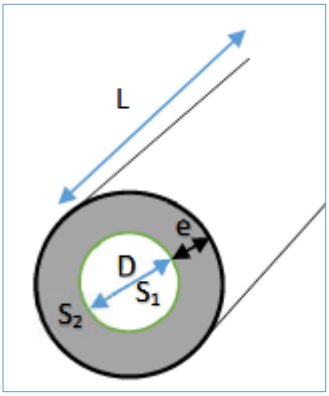


Figure VI. 6: Forme circulaire



- **Notion de section économique :**
- **Cout d'investissement :**
- **Cout d'excavation :**

$$\mathbf{Cexc = V_{exc} * \alpha * Pu_{exc} * F} \quad \text{(VI.14)}$$

Avec :

-Cexc : cout d'excavation.

-Vexc : volume excavé égale à : V éxc=$S_{exterieur}$ *L

Et L : longueur de la galerie

$$S_{ext} = D_{exterieur} + D_{interieur} \quad \text{(VI.15)}$$

$$D_{exterieur} = \left(\frac{D_{interieur}}{10}\right) \times 2 + D_{interieur} \quad \text{(VI.16)}$$

-Pu_{exc} : prix unitaire de l'excavation égale à Pexc=600DA/ m^3

-α : Coefficient de convention des investissements en amortissements égale à $\alpha = \frac{1}{15}$

-F=1.05

- **Cout de Bétonnage :**

$$C_{bet} = V_{bet} \times \alpha \times Pu_{bet} \quad \text{(VI.17)}$$

Avec :

-Cbet : Cout de bétonnage.

-V_{bet} : Volume du béton.

-Égale à $V_{bét}$= [S_2*(exterieur)-S_1*(interieur)]*L

-$P_{ubét}$: Prix unitaire du bétonnage égale à : P_{ubet}=1500DA/m

- **Cout d'injection :**

$$C_{inj}=S_{inj}*\alpha*P_{uinj} \quad \text{(VI.18)}$$

Avec :

-C_{inj} : Cout d'injection.

-S_{inj} : Surface injectée égale à S_{inj} =л*$D_{exterieur}$ *L.

-P_{inj} : Prix unitaire de l'injection égale à : P_{inj}=4000DA/m^2.

- **Cout totale d'investissement :**

Le cout d'investissement (C_i) totale est égal à la somme des couts de travaux de chaque étape

$$C_i=C_{exc}+C_{bet}+C_{inj} \quad \text{(VI.19)}$$

- **Cout de perte d'énergie :**

$$\Delta E = \eta * \rho * g * Q_a * \Delta H * t \quad \text{(VI.20)}$$

Avec :

- η : le rendement de la galerie réel égale à 90%.
- t : temps égale à 1 année (365 jrs) = 8760 heures.
- Qa : débit aménagé (m3/s).

$\Delta H = 1.1 * \frac{\lambda l}{D} * \frac{v^2}{2g}$ On a supposé que $\Delta H_{sing}=5\%\Delta H_{lin}$

Avec : V= $\frac{4*Q_a}{\pi * D^2} = \frac{Q_a}{S}$ (m/s).

C (ΔE) : coût total de la perte d'énergie, égale à :C (ΔE) =Pu_e=ΔE DA.

- **Cout totale des travaux :**

Coût total des travaux est égal à la somme du coût d'investissement et le coût de la perte D'énergie :

$$CT=C_IC\ (\Delta E) \qquad \text{(VI.21)}$$

- **Détermination du diamètre économique :**

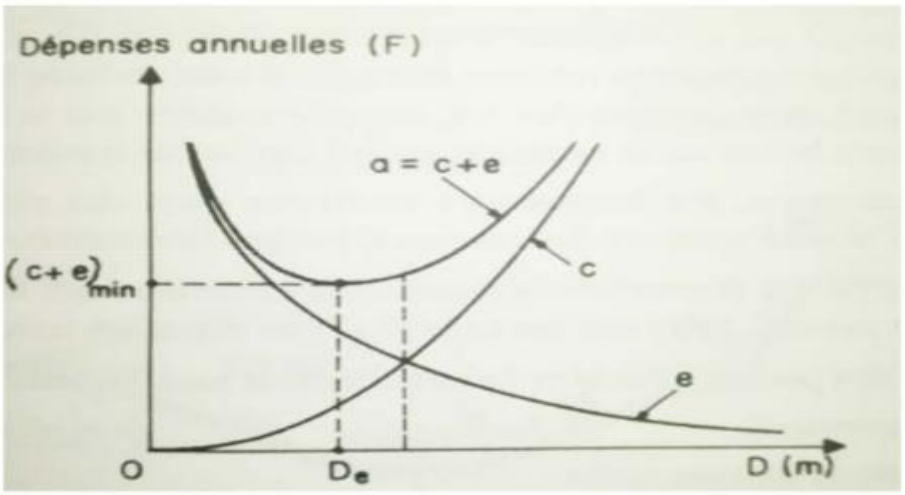


Figure VI. 7: détermination de la section économique d'une galerie en charge

La courbe représentative des variations d'a en fonction de D, pour une valeur donnée du débit, présente un minimum pour une certaine valeur De du diamètre de la conduite. D'est le diamètre économique et la section correspondante est la section économique :

$$Se=\frac{\pi * D_e^{\ 2}}{4} \qquad \text{(VI.22)}$$

B. **Cheminée d'équilibre :**

- **But de l'ouvrage :**

Une cheminée d'équilibre est un réservoir aménagé en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de :

-Réduire la valeur des surpressions produites par les coups de bélier dans la conduite forcée.

-Supprimer les surpressions dues aux coups de bélier dans la galerie d'amenée.

L'ouvrage, est en général, constitué par un réservoir cylindrique à axe vertical creusé dans le rocher et relié à l'extrémité aval de la galerie d'amenée.

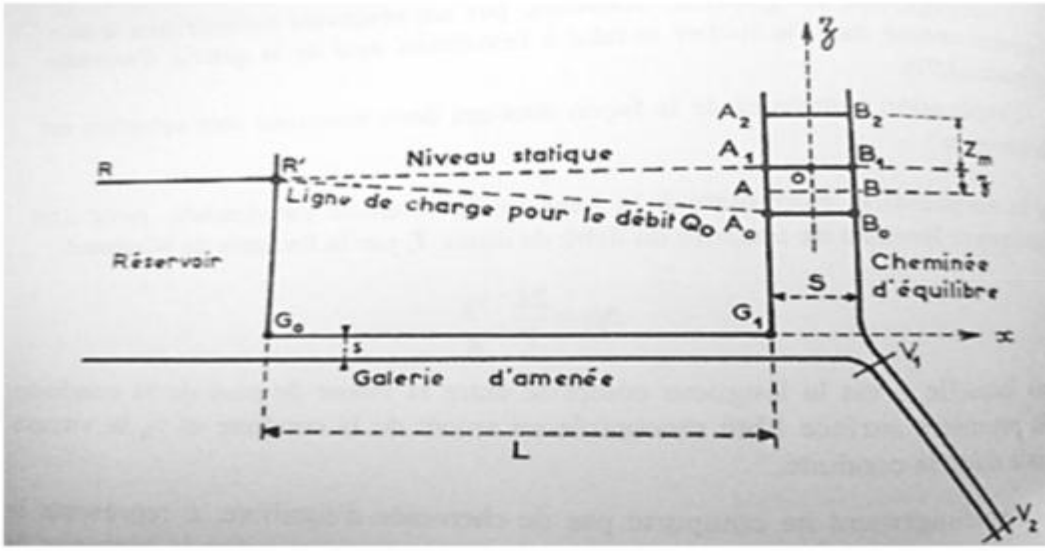


Figure VI. 8: cheminée d'équilibre (schéma de principe)

- **Les pertes de charges dans la cheminée d'équilibre**

$$h_{ch} = \xi_{ch} * \frac{v_{ch}^{2}}{2*g} \qquad \textbf{(VI.23)}$$

Avec : $v_{ch} = \frac{Q_a}{S_{ch}}$

La section critique de la cheminée d'équilibre est donnée par la relation suivante :

$$S_{ch} = \frac{Q^2 * l_g}{2*g*\Delta h_g * S_{gal} * (N_{am0} - L_g * i - \Delta h_g)}$$

-Δh_g : perte de charge dans la galerie

- Lg : longueur de la galerie

-i : pente de la galerie égale à : $\Delta H/$L

-Nam_0 : cote amont de la galerie

On a $\boldsymbol{Sch}$>$\boldsymbol{Scr}$ la condition à laquelle devait satisfaire le système pour que les oscillations Soient amorties.

C. Conduite forcée :

Les conduites forcées amènent l'eau sous pression jusqu'à la turbine. Ce sont un assemblage de tuyaux fixés ou enterrés, généralement en acier ou en polyéthylène. Les pertes de charges dans cette conduite sont liées à la vitesse d'écoulement de l'eau, à la rugosité de la conduite, à sa longueur et à son diamètre.

- **Section économique :**

Le calcul du diamètre économique se fait suivant la formule ci-dessous en fixant une vitesse

Moyenne (υa) de 5 m/s

$$D = \frac{\sqrt{Q_a}}{2} \text{ (Formule utilisée par ANBT)} \quad \text{(VI.24)}$$

$$D = \sqrt[7]{\frac{5.2 * Q^3{}_a}{H_b}} \quad \text{(Formule utilisée dans le cours de transfert d'énergie hydroélectrique)}$$

Et la section économique est : $S_e = \frac{Q_a}{v_a}$ (VI.25)

VI.5 La centrale :

La centrale est un bâtiment qui contient un ou plusieurs turbines et la plupart des équipements sont hydrauliques et électriques. La centrale est construite en béton et en d'autres matériaux locaux. Le bâtiment abrite toutes les installations de production et les tableaux de commande qui peuvent être contrôlés sur place ou pilotés à distance.

VI.5.1 Equipements hydrauliques :

Comme équipements hydrauliques on peut citer les turbines. Les turbines constituent l'organe qui justifie l'existence de nombreux barrages, ce sont elles qui permettent la production d'hydroélectricité en entraînant l'alternateur qui va transformer l'énergie hydraulique en énergie électrique. Pour faire fonctionner une turbine correctement, un système de régulation doit être mis en place. Ce dernier doit permettre d'adapter le régime de vitesse de la turbine en fonction de la consommation électrique et du débit à l'entrée de la prise d'eau. Il y a en général trois types de turbine qui sont :

A. Turbine Kaplan :

C'est la plus appropriée pour le turbinage des faibles chutes. Les puissances correspondantes peuvent varier de quelques kW à plusieurs centaines de kW. Elle se caractérise par sa roue qui est similaire à une hélice de bateau et dont les pales sont réglables.

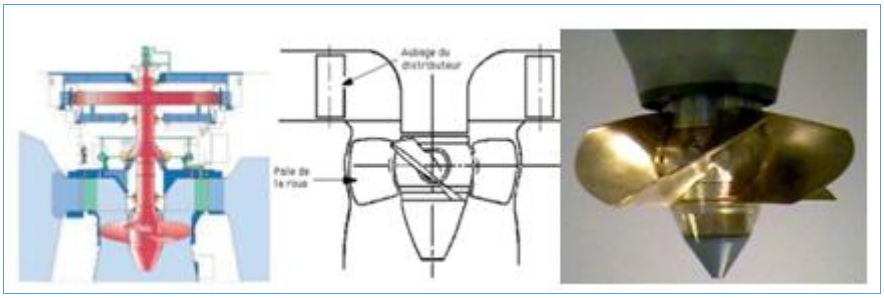


Figure VI. 9: Photos d'une turbine Kaplan

B. Turbine Pelton

Elle est utilisée pour les hautes chutes et petits débits. Elle est constituée d'une roue à augets mise en mouvement par un jet provenant d'un ou de plusieurs injecteurs :

- les augets sont profilés pour obtenir un rendement maximum tout en permettant à l'eau de s'échapper sur les côtés de la roue.

Ils comportent une échancrure qui assure une pénétration progressive optimale du jet dans l'auget.

- l'injecteur est conçu pour produire un jet cylindrique aussi homogène que possible avec un minimum de dispersion.

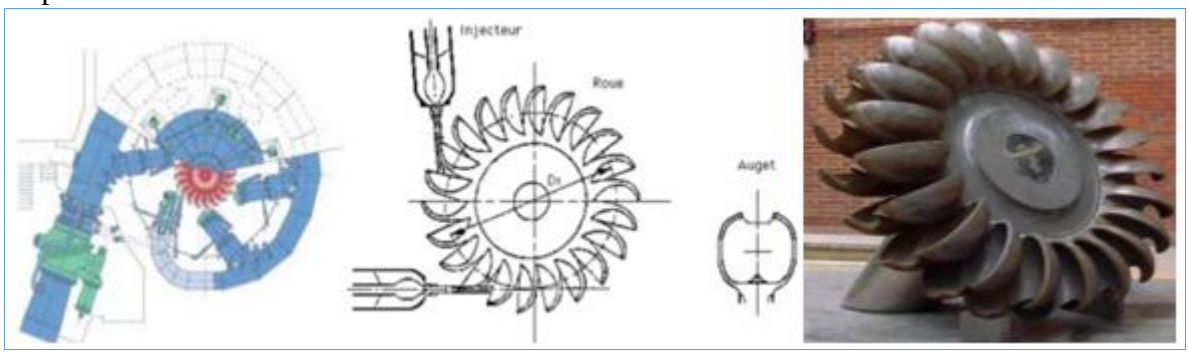


Figure VI. 10: Photos d'une turbine Pelton

C. Turbine Francis :

Elle est généralement utilisée pour de moyennes chutes et peut développer des puissances très importantes. Son rendement est très bon : pour des débits variant de 60 à 100 % du débit nominal ,il dépasse 80 %, cependant ce matériel n'est pas recommandé lorsque le débit est susceptible de varier au-delà de ces limites.

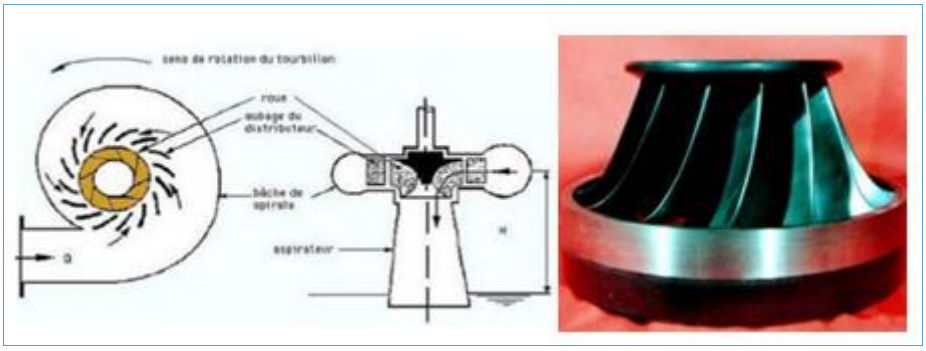


Figure VI. 11: Photos d'une turbine Francis

Les types de turbines peuvent également être utilisés pour classifier les aménagements hydroélectriques. Selon la chute de l'aménagement, la classification peut être la suivante :

- H entre 200 et 1850 m : turbine Pelton (turbine à action)
- H entre 40 et 700 m : turbine Francis (turbine à réaction)
- H entre 3 et 80 m : turbines Kaplan (turbine à réaction)

Les turbines Pelton et Francis peuvent être installées soit à l'axe horizontal, soit à l'axe vertical (règles pour les grands aménagements) .

Les turbines Kaplan ont toujours un axe vertical.

VI.5.2 Equipements électriques :

A. La génératrice :

Les génératrices utilisées sont de deux grands types : synchrones et asynchrones (ou à inductions). La génératrice synchrone peut fonctionner isolément, tandis que la génératrice asynchrone doit normalement fonctionner de concert avec d'autres ou être raccordée au réseau principal. Les premières sont utilisées comme principale source d'énergie par les compagnies d'électricité et pour les petites centrales hydrauliques isolées en milieu rural.

Les génératrices à induction d'une capacité inférieure à 500 kW sont généralement préférées pour les petites centrales hydroélectriques qui fournissent l'électricité à un important réseau de distribution existant.



Figure VI. 12: Photo d'une génératrice

VI.6 Dimensionnement des turbines :

La puissance hydraulique doit être transformée en puissance mécanique qui sera utilisée directement (moulins, pompes, etc.) ou sera à son tour transformée en puissance électrique. Le passage de puissance hydraulique à la puissance mécanique se fait grâce à une turbine qui est mise en rotation par le flux de l'eau.

VI.7Caractéristiques de la turbine :

Le choix du type de turbine se fait en fonction du débit nominal Q_n et de la chute nette Hn. Par projection de la valeur de H_n sur l'abaque ci-dessous on obtient le type de turbine, la vitesse spécifique ainsi que la vitesse de rotation.

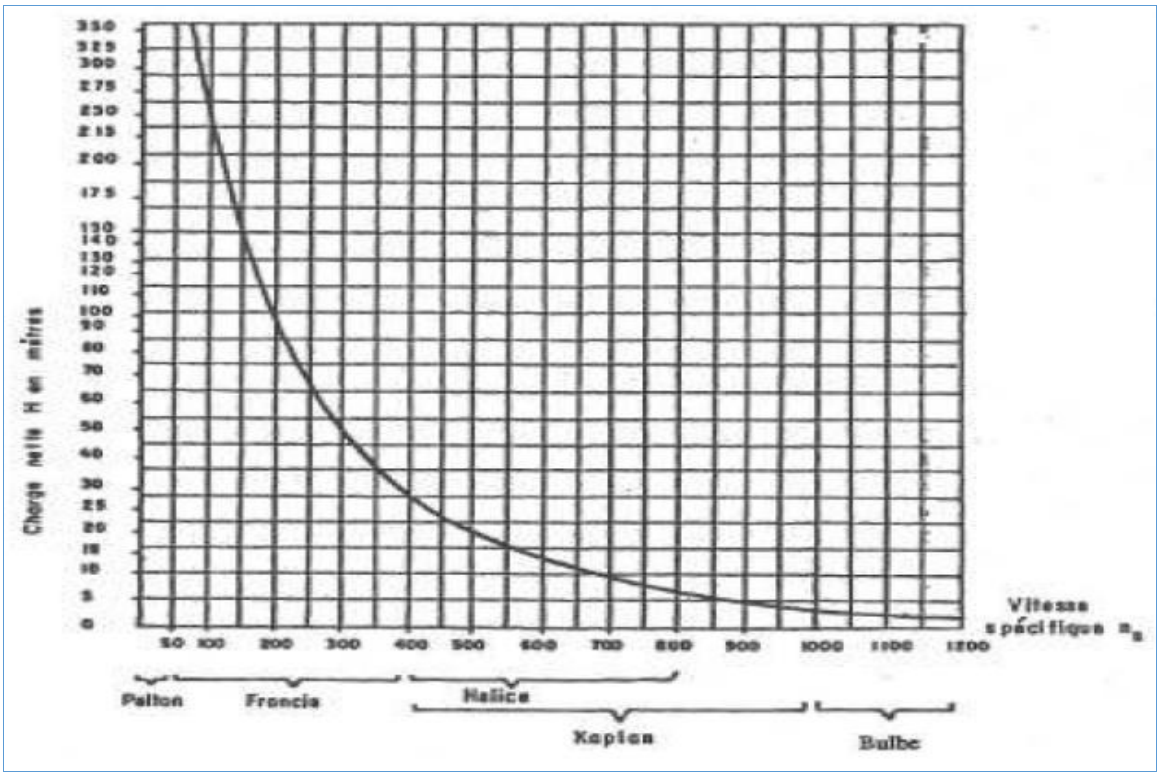


Figure VI. 13: Domaine d'utilisation des diffèrent types de turbine (Hn, Q, ηs)

$$\eta_s = \frac{N * P^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{5}{4}}} \text{ ce qui veut dire : } N = \frac{\eta_s * H^{\frac{5}{4}}}{P^{\frac{1}{2}}} \qquad \text{(VI.26)}$$

Nombre de pair de pôle du générateur :

$$F = \frac{N * P}{60} \text{ Ce qui implique } P = \frac{60 * F}{N}$$

(VI.27)

1-Le distributeur :

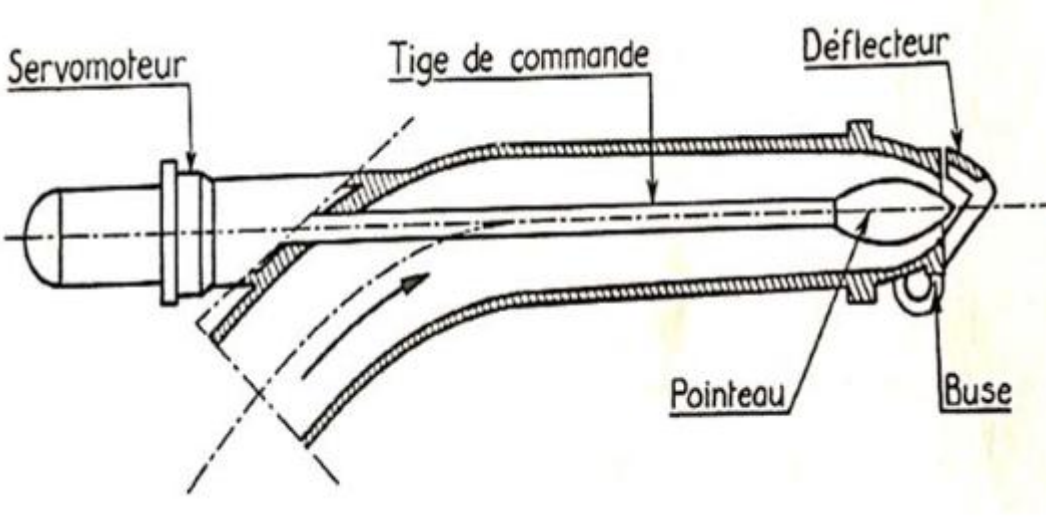


Figure VI. 14: : injecteur d'une turbine Pelton

C'est un injecteur. Il est destiné à régler le débit et doit donner une circulation convenable de l'eau à l'entrée de la roue.

$$D_1 = 62.5 * \frac{\sqrt{H_n}}{N} \qquad \text{(VI.28)}$$

Pour ce projet, on prend : $\frac{D_1}{D_2} = 1.1$ donc on tire $D_2 = \frac{D_1}{1.1}$

Et : $\frac{B_0}{D_1} = 0.3$ donc on aura $B_0 = 0.3 * D_1$

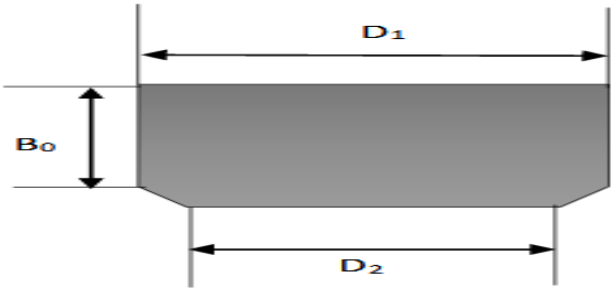


Figure VI. 15:Croquis d'un distributeur

2 -La bâche spirale :

Les bâches spirales sont construites généralement, en tôle soudée pour les chutes moyennes, en acier moulé ou en construction mixte les hautes chutes.

C'est une conduite sous forme de colimaçon dont la section est progressivement croissante. Les entretoises servant à assurer la résistance mécanique sont profilées de façon à guider l'eau vers le distributeur (avant directrices)

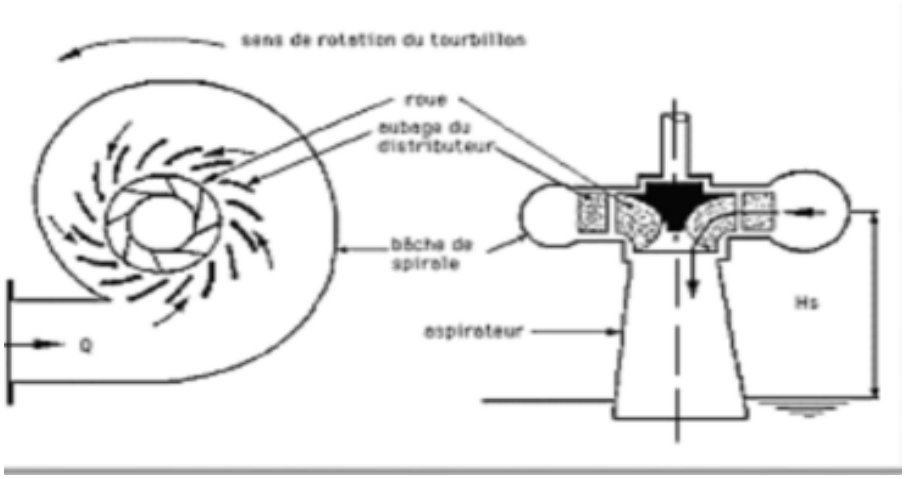


Figure VI. 16: bâche spirale d'une turbine à réaction

On a $Q_{\varphi} = \frac{\varphi}{360} * Q_a$ avec S= $\frac{Q_{\varphi}}{V}$ (VI.29)

- φ : angle caractérisant la spirale.

- S : section de la spire.

- V : vitesse d'entrée dans la bâche, est obtenue à partir de l'abaque ci-dessous :

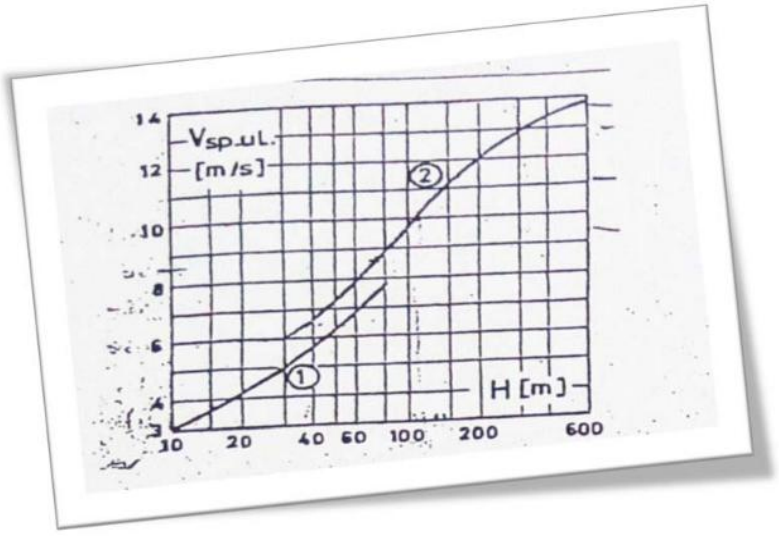


Figure VI. 17: vitesse moyenne à l'entrée de la spirale (1- spirale en béton, 2- spirale en acier)

3-Le diffuseur :

C'est une conduite d'aspiration qui sert à évacuer l'eau turbinée dans le canal de restitution. Il relie la section de sortie de la roue à l'extrémité amont du canal de fuite.

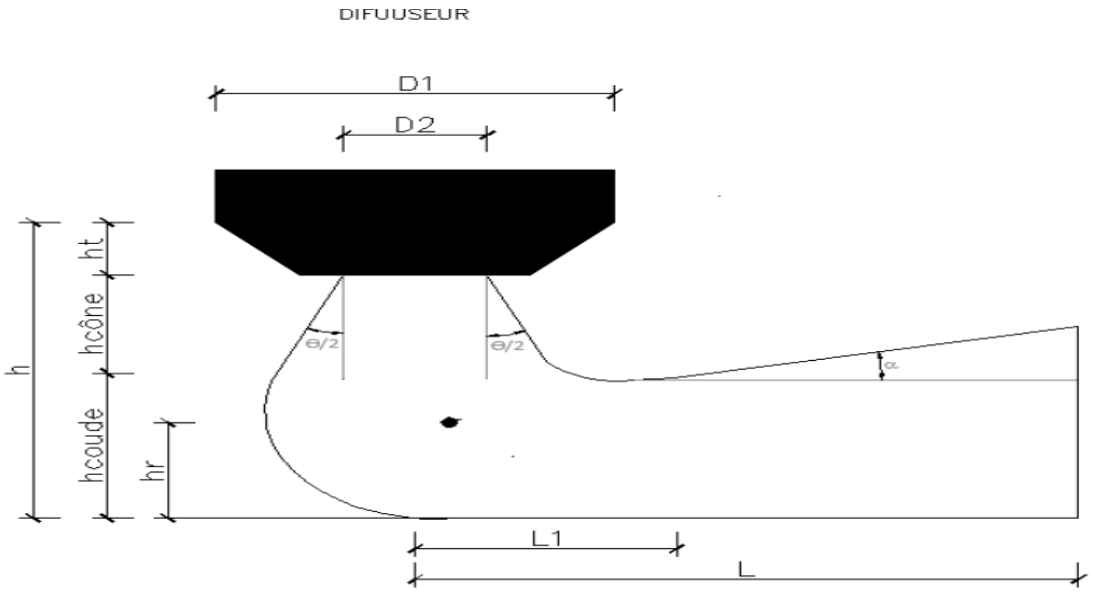


Figure VI. 18: Schéma d'un diffuseur

Les paramètres du diffuseur :

- α = (10-13°) ; on prend 11°.

- H=2.5*D_1.

- L_1=(4-5.5)*D_1=5*D_1.

- L_1=1.5*D_1 .

- h_{coude}=D_1 .

- h_r=(0.55-0.6)*D_1.

- h'=(0.4-0.8)*D_1=0.6*D_1.

- h_{cone} =H-h'-h_{coude}

L'angle d'élargissement du diffuseur en fonction de n_s, est obtenu de l'abaque cidessous :

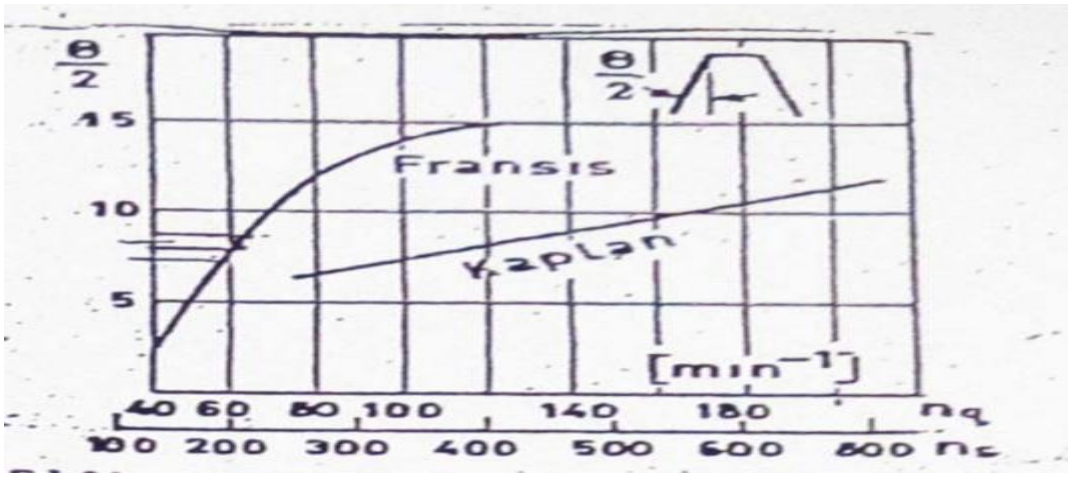


Figure VI. 19: : angle d'élargissement du diffuseur en fonction de ηs

- calcul de la hauteur d'aspiration :

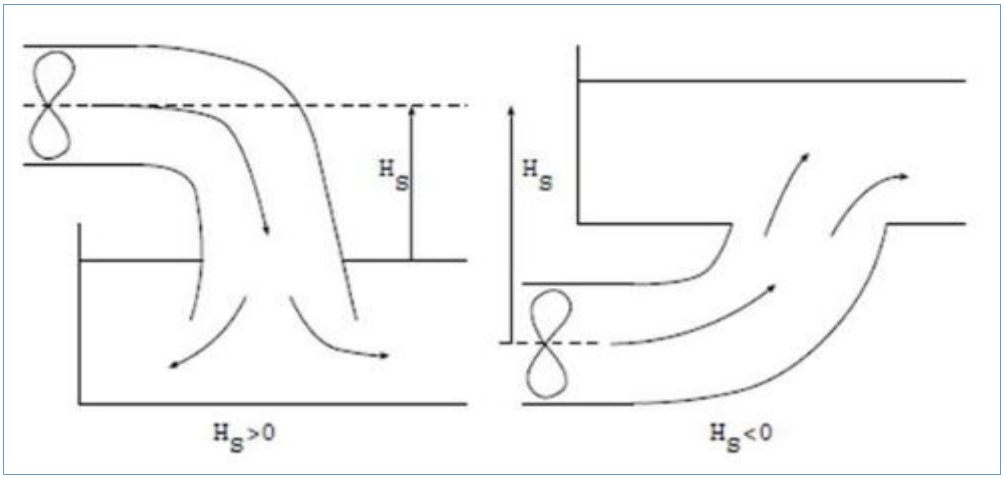


Figure VI. 20: hauteur d'aspiration d'une turbine à réaction

La hauteur d'aspiration H_s d'une turbine à réaction est définie par :
Si on raisonne en hydrostatique (en négligeant les pertes de charge et les termes $v^2/2g$), la hauteur d'aspiration théoriquement possible est :

$$H_{sth} = H_a - H_v \qquad (VI.30)$$

Avec : $H_a = P_{atm}/\rho g$ et $H_v = P_{sat}/\rho g$

$$H_a = \frac{P_a}{\rho g} = \frac{1.03*9.81*10\text{^}4}{1000*9.81} = 10.3m$$

$$H_v = \frac{p_v}{\rho g} = \frac{0.03*9.81*10\text{^}4}{9.81*1000} = 0.3m$$

Les dépressions sur l'aubage font que la pression de vapeur saturante est atteinte pour Hs < Hsth. Pour tenir compte de ceci, on utilise en pratique un coefficient δ, le coefficient de Thoma. On a alors :

$$H_s = H_{Sth} - \delta * H_n$$
$$\delta = \frac{H_{sth} - H_s}{H_n}$$

Le facteur de cavitation critique pour les turbines est :

$$\sigma_c = 317 * 10\text{^}{-8} * \eta^2 S$$

Pour éviter la cavitation $\delta \geq \sigma c$

Dans la case de la hauteur maximum permissible on a : $\delta = \sigma_c$

Alors : $\delta = \sigma_c = \frac{H_{sth} - H_s}{H_n} = \frac{H_a - H_v - H_s}{H_n} = \frac{(10.3 - 0.3) - H_s}{H_n} \Rightarrow H_s = 10 - \sigma_c * H_n$

Conclusion :

La détermination des dimensions de la centrale électrique du barrage GARGAR sera effectuée selon la méthode dans ce chapitre mais dans notre cas, on besoin seulement la conduite forcée et la centrale, et les résultats seront mentionnés dans le chapitre suivant.

Chapitre VII

Dimensionnement de la centrale hydroélectrique du barrage Gargar

Introduction :

Dans ce présent chapitre, nous allons aboutir au dimensionnement de la centrale du barrage GARGAR, assurer une production d'électricité satisfaisante.

VII.1. Cas étudié et variante retenue au stade d'étude :

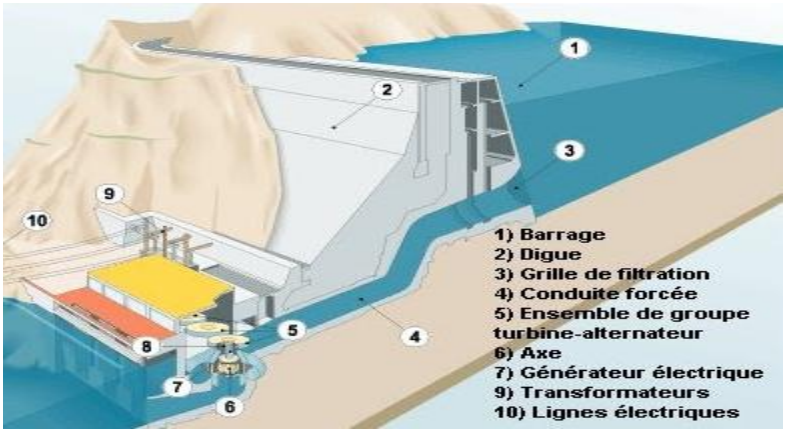


Figure VII. 1: Schéma de la variante

VII.2 Description de variante :

Le dimensionnement du barrage GARGAR a été fait à la base d'un volume régularisé de 83.5 Mm3/an, Les quotas alloués à l'irrigation et l'AEP sont dans l'ordre : 66.56Mm3/an et 16.7 Mm3/an. .

La variante se compose 2 Scénarios qui sont suivantes :

Ont considéré que le barrage est destiné à l'hydroélectricité seulement :

- Scénario 1 : pour un volume régularisé de 83.5 Mm3/an et une période de turbinage de 12 mois.
- Scénario 2: pour un volume régularisé de 16 .7 Mm3/an (20% du volume régularisé d'IRR) et une période de turbinage de 12 mois .

Remarque : on doit prendre en considération une période de turbinage de 5 mois d'après le diagramme ci-dessous :

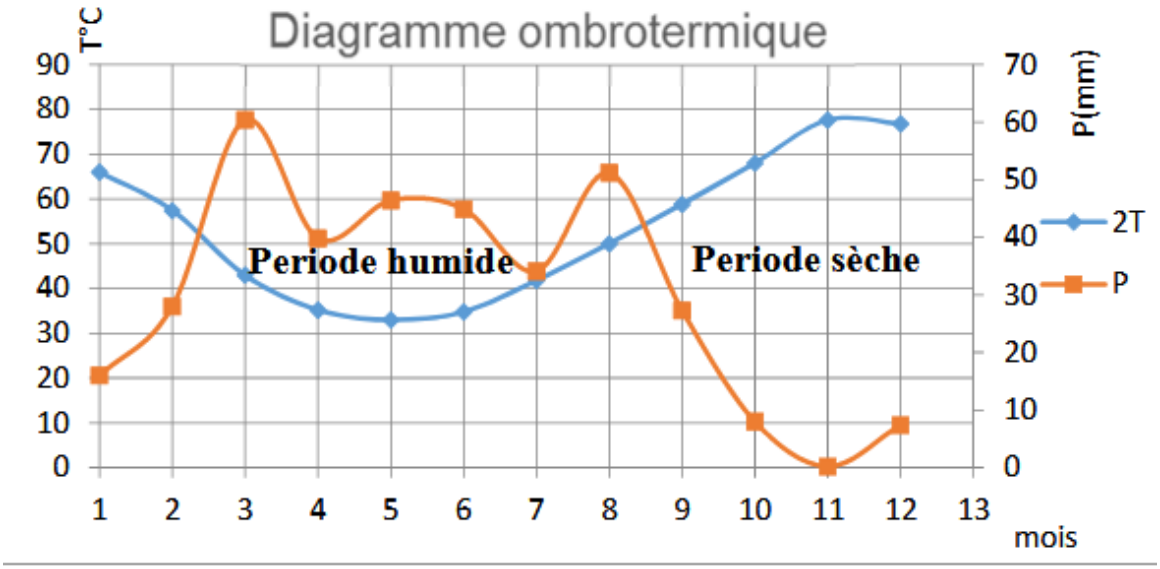


Figure VII. 2: diagramme ombrothermique

L'interprétation du diagramme ci-dessus fait ressortir une période humide qui s'étale sur 5 mois à partir du mois de : NOVEMBRE jusqu'au mois d'AVRIL. Et une période sèche qui s'étale sur 7 mois à partir du mois de MAI jusqu'au mois d'OCTOBRE, avec la remarque que l'écart entre les températures et les précipitations et d'autant plus grand durant les périodes sèches, par rapport à celui des périodes humides.

Dans la période humide le quota d'irrigation ne sera pas alloué, il y'aura une production d'énergie seulement.

VII.3 Dimensionnement de la conduite forcée :

d'abord on a :

La Cote amont de la conduite forcée (m) 74

NNR (m) 102.1

La cote sortie de la conduite forcée (m) 65

A. la hauteur brutte :

Hb = NNR – Niveau avale la conduite

Donc : Hb=37.1m

B. Le diamètre de la conduite forcée :

On générale la vitesse de la conduite forcée est de 2 m/s<v< 6 m/s

On a choisi une série de diamètres qui nous donnent des vitesses économiques comprises entre 2 m/s et 6 m/s, sachant que le débit aménagé (Qa) est de :

Qa = 83.5Mm3/an ou bien Qa= 16.7M m3/an

$$D = \sqrt[7]{\frac{5.2 * Q^3{}_a}{H_b}} \quad \text{(VII.1)}$$

-Pour Qa = 83.5Mm3/an on aura D= 1.9m

-Pour Qa= 16.7M m3/an on aura D=0.9m

Pour la section la plus économique on a choisi la section le diametre moyenne de D=1.4m d'où la vitesse est de 4m/s.

La longueur de la conduite :

$$\text{On a :} \quad L = \sqrt{x^2 - DH^2} \quad \text{(VII.2)}$$

Avec :

X : la distance horizontale .

DH : la déference des cotes amont et aval de la conduite forcée .

AN : L= 343.81 m

C. **la hauteur de chute nette :**

C'est la hauteur nette de la turbine est :

$$H_{nette} = H_{brute} - \Delta H_{totale} \quad \text{(VII.3)}$$

Avec :

ΔHtotale : sont les pertes de charges totales .

- **calcul de perte de charge liniére :**

On a : les pertes de charges linieres sont :

$$\Delta H1 = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad \text{(VII.4)}$$

Et

$$\lambda = (1.14 - 0.86 ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(VII.5)}$$

D'après le diagramme de Moody (chapitre président) :

La rugosité absolue Ɛ qui représente l'épaisseur des aspérites de surface du matériau composant de la conduite d'acier est Ɛ=0.02.

Tableau VII. 1: Résultats pour le calcul de la conduite forcée

Diamétre économique de la conduite forcéé	1.4
vitesse (m/s)	4
Re	6000000
Ɛ	0.02
λ0	0.01
λ colebrook	0.011
ΔH liniere (m)	2.8

On prends les pertes de charge singuliére 5°/° de perte de charge liniére donc :

$$\Delta Htotale = \Delta H_L + \Delta H_S = 2.94m$$

D'où :

$$Hnette = Hbrute - \Delta Htotale$$

AN :

$$Hnette = 34.16m$$

VII.4 Dimensionnement de la turbine :

Compte tenu de la hauteur de chute et le débit d'équipement nous pouvons déterminer notre choix du type de turbine

.

A. **Caractéristiques de la turbine :**

Hn= 34.16m

Qeq= 16.7m3/s (pour le mois du mars qui est le plus grand dans la série des apports à 80°/°)

Par projection de la valeur de *H*n sur l'abaque VI.13 on obtient le type de la turbine, la vitesse spécifique ainsi que la vitesse de rotation.

- Type de turbine : Turbine Francis
- Vitesse spécifique:$\boldsymbol{ns}$=330 tr/min
- La puissance :

$$P = \rho \times g \times Q_a \times H_n \times 0{,}82 = 1000 * 9.81 * 16.7 * 34.16 * 0.82 = 4588990.86\ watt$$

P=4.6 MW

B. **La vitesse de rotation :**

ns= $\frac{N\times p^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{5}{4}}}$; Ce qui veut dire $N = \frac{n_s\times H^{\frac{5}{4}}}{p^{\frac{1}{2}}}$

$N = \frac{330\times 34.16^{\frac{5}{4}}}{4588990.86^{\frac{1}{2}}} = 1272.19 tr/min.$

C. **Nombre de pair de pôle du générateur :**

F=(N×P)/60 ce qui implique P=(60×F)/N=(60*50)/1272.19 = 2.35 : P =2

VII.5 Dimensionnement de la centrale

A. Le distributeur :

$D_1 = 62.5 \times \frac{\sqrt{H_n}}{N} = 62.5 \times \frac{\sqrt{34.16}}{1272.19} = 0.29m$

On a : $\frac{D_1}{D_2} = 1{,}1$ donc on tire D_2 :

D2=0 .26mm

Et : B_0/D_1 =0,3 donc on aura :

B_0=0.087mm

B. La béche spérale :

On a Qφ= φ/360×Qa avec S= Qφ/V

φ : angle caractérisant la spirale.

S : section de la spire.

V : vitesse d'entrée dans la bâche de l'abaque VI.17 on obtient V= 7.2 m/s

Tableau VII. 2: Résultats de calcul pour la beche spéctrale

I	Φi	Qφ (m^3/s)	V (m/s)	S (m2)	rφi (m)
1	45	3.03	7.2	0.321	0.319
2	90	6.07	7.2	0.642	0.452
3	135	9.10	7.2	0.963	0.553
4	180	12.14	7.2	1.284	0.639
5	225	15.17	7.2	1.605	0.715
6	315	21.24	7.2	2.248	0.846
7	360	24.27	7.2	2.569	0.904

C. Le diffuseur :

Données :

- α = (10-13°) ; on prend 11°.

- H=2.5*D_1=0.29*2.5=0.725m.

-L_1=(4-5.5)*D_1=5*D_1=1.45m.

-L_1=1.5*D_1=0.435M .

-h_{coude}=D_1=0.435m .

-h_r=(0.55-0.6)*D_1=1.6m.

-h'=(0.4-0.8)*D_1=0.6*D_1=0.174m.

-h_{cone} =H-h'-h_{coude}=0.116m

L'angle d'élargissement du diffuseur en fonction de n_s, d'apres l'abaque on peut avoir θ/2=13.5°.

- $H_s = 10 - \frac{N_{av}}{900} - k \times \sigma_t \times H_{nette} = 10 - \frac{64}{900} - 1.2 \times \sigma_t \times 34.16$

- Coefficient de Thomas ; $\sigma_t = 0{,}0319 \times (\frac{330}{100})^2$= 0.35

  Donc : H_s=-4.42m

Remarque :

Pour l'écoulement passe vers la turbine on ajout une conduite linéaire de mémé diamètre et de langueur de 53.5m, on peut ajout 2 dégrilleurs automatiques l'une à l'amant de la conduite forcée et l'autre l'amant de la turbine et une vanne automatiques pour l'ouverture et la fermeture pour l'écoulement peut traverser la conduite forcée.

Les conduites sont assemblées par un coude d'acier soudé de prix de 1256.27da
Le prix de cette conduite de D=1.4m et d'épaisseur de 45mm est de 78517Da.
Le prix de degrilleur automatique en génerale est de 82840.45Da

Conclusion :

Cette partie a été consacrée au dimensionnement des différentes composantes. A partir des données hydrologiques, le débit d'équipement a été pris dans la plage optimale de 80%.

- La chute nette est de 34.16 m donc le type d'aménagement hydroélectrique est un aménagement avec accumulation à moyenne chute.
- Le type de la centrale selon la puissances calculées sera une mini-centrale hydroélectrique, la turbine choisie pour la mini-centrale est de type Francis.

Chapitre VIII
Organisation de chantier

CHAPITRE VIII

Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un projet ou d'un travail quelconque.

Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à la réalisation de l'œuvre tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage. Ces directives générales se résument dans certains éléments qui sont: la rapidité, l'économie et la qualité (qui aboutissent à l'élaboration d'une certaine économie). Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- En conformité avec les plans établis;
- De bonne qualité.
- Aux moindres délais.
- Aux moindres coûts.
- Sans accidents humains.

Le tiercé qualité-économie-rapidité demeure l'ossature et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de l'exécution d'un projet.

VIII.1 Organisation technique et données préparatoire :

Quel que soit sa dimension, une entreprise reste toujours soumise au même impératif qui consiste à utiliser pleinement son potentiel de main d'œuvre et de matériel. La ventilation du personnel et des engins s'envisage alors dans les meilleures conditions en essayant de les laisser le plus longtemps possible en continuité de travail sur les mêmes lieux.

A toute commande se rattachent des éléments permettant d'organiser la conduite du chantier à la suite d'une sérieuse réflexion. Ceux-ci correspondent au volume des travaux, au délai et aux conditions de leur exécution.

Leur connaissance permet au technicien de prévoir :

- les éventuelles installations pour définir le lieu et les emplacements de tout ce qui est nécessaires au bon déroulement des travaux.
- les transports pour l'approvisionnement et pour le fonctionnement.
- le programme d'exécution pour déterminer les durées de réalisation de chaque nature d'ouvrage en fonction de son importance et des moyens utilisés.

CHAPITRE VIII

VIII.2 Les principaux intervenants sur chantier :

Les métiers de construction en tout genre sont des métiers de contact: le travail de chacun contribue à l'avancée du chantier. On distingue plusieurs personnes qui interviennent à différentes phases du chantier :

A. **Maitre de l'ouvrage :**

Le maître de l'ouvrage (privé ou public) est le propriétaire de l'ouvrage. Son but est d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages.

B. **Maitre d'œuvre :**

Il est chargé par le maître de l'ouvrage de diriger l'exécution du marché et de proposer la réception et le règlement des travaux.

C. **L'entrepreneur :**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

4 Travaux préparatoires et installation de chantier :

- **Installations destinées au personnel :**

La conception d'un cantonnement diffère selon la nature du chantier et sa complexité, le nombre de ces derniers varies d'un type de chantier et la construction d'un barrage appartient au type 3 (Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif) donc il doit disposé de :

- Bureaux de chantier.
- Abris.
- Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1,25 m² par personne).
- Repas et matériel de réfectoire
- Eau pour la boisson : eau potable fraîche > 3 litres par jour et par travailleur.
- Eau pour la toilette en quantité suffisante. Potable sauf impossibilité.
- Lavabos pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs.
- Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus.
- Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- Infirmerie et espace de secoure.

- **Installations destinées au stockage des matériaux**

Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation, Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal.

Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars afin d'éviter leur oxydation. Il doit être proche des accès et protégée (vols de matériaux)

- **Installations destinées à la réparation des engins:**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

- **Installation destinée pour la préfabrication :**

Proche de l'ouvrage à construire et son rôle est pré-façonnage des ouvrages élémentaires fabrication de coffrages (bois), fabrication de granulats

- **Travaux de réalisation :**

Implantation des ouvrages sur chantier :

Ou appelé autrement le piquetage, on peut la considérer la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.

Il y'a 2 types de piquetage :

- Piquetage principal : concerne les axes de l'ouvrage
- Piquetage secondaire : (ou complémentaire) concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).

- **Travaux de terrassements :**

Le terrassement est le travail consistant à déplacer des quantités importantes de matériaux (sols, roches, sous-produits, etc.). Le remaniement des terrains naturels entraîne une modification généralement définitive de la topographie et du paysage, en créant des ouvrages en terre soit en remblai soit en déblai.

Les travaux de terrassement sont basés sur trois actions principales : l'extraction, le transport, la mise en œuvre. Il peut exister des travaux de grandes ampleurs (travaux routiers, aménagements de plateformes, travaux ferroviaires ou fluviaux, etc.) ou légers (tranchées de réseaux enterrés, aménagements de maisons individuelles, drains, etc.).

- **Travaux d'excavations :**

Une excavation regroupe toutes les activités relatives au creusement d'une fosse, d'une cavité ou d'une tranchée afin d'avoir une base solide qui pourra recevoir la nouvelle construction. Ce procédé de préparation de terrain est composé de décapage, du nivelage et du compactage, mais dont les techniques sont appropriées aux caractéristiques et aux types de sol.

- **Travaux secondaire :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VIII.3.Les moyen du chantier :

A. **Les moyens humains** :

On distingue plusieurs personnes qui interviennent aux différents phases du chantier :

- Le géotechnicien
- Conducteur de travaux
- Chef de chantier
- Ouvrier
- Topographe
- Géologue
- Coffreurs
- Responsable de la sécurité…….
- Les outils de travail :
- Les engins de terrassements :

Ils existent de nombreux engins pour le terrassement comme : les bulldozers, le chargeur, la mini chargeuse, le dumper, la pelleteuse ou encore la mini pelle.

B. 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, tour de prise, canal de dérivation…) ,jeux de coffrage glissant. Camion grue. Pompe à béton. Camion malaxeur.

VIII.4 Planification :

VIII.4.1 Définition :

Le planning est une fonction d'ordonnancement qui a pour mission de :

- Préparer le travail.
- Organiser.
- Programmer.
- Lancer.

VIII.4.2 Attribution des dures de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressource (humain et matériels)

Dimensions du projet

D'où la formule :

$$T= (Q*N)/n \qquad \text{(VIII.1)}$$

Q : quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipe

VIII.4.3 Délai de construction et programmes des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-adire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer certaines exigences, qui sont :

- 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 .

- Exécution du travail le plus économiquement possible .

Le programme d'exécution des travaux est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 2 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued commencera au début de première année.

➢ **Rythme des travaux :**

- Excavations pour la fondation du barrage : 10 000 $m3/\ mois$.
- Béton en masse : 10 000 $m3/\ mois$

VIII.4.4 Symbol des différentes opérations :

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 1: Symbol des différentes opérations

Travaux	Opération	Duré (mois)
Installation de chantier et accès Routier	A	6
Travaux de terrassement rives et lit d l'oued	B	2
Tunnel de dérivation	C	3
Construction des Batardeau	D	5
Digue (excavation + recharges + finition du conduit au corps du barrage)	E	20
Evacuateur de crue (Tulipe) excavation + construction	F	9
Bassin d'amortissement et excavation canal de fuite	G	4
Tour de prise et vidange de fond	H	6
Travaux d'injection de drainage	I	4
Passerelle d'accès à la tour de prise	J	4
Equipment hydromécanique	K	1
Equipement et construction de la centrale hydroélectrique	L	8
Travaux de finition et de mise en eau	M	4

CHAPITRE VIII

VIII.5. Technique de planification :

Il existe Trois principales méthodes de planification à savoir :

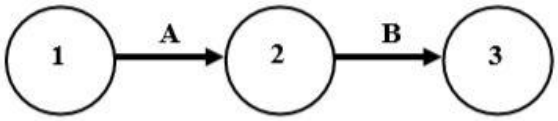
- Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
- Méthode basée sur le tableau.
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VIII.5.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

A. Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé « nœud ».



B. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (*B*) ne peut commencer que si l'opération (*A*) est complètement achevée

Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Établissement 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.

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.

2éme phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3éme phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

Les paramètres de méthode

Sont comme suit :

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 total

et :

DFP = DCP + TR

DCPP = DFPP – TR

-Chemin critique (C.C) :

C’est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations posées dans la marge totale nulle (0)

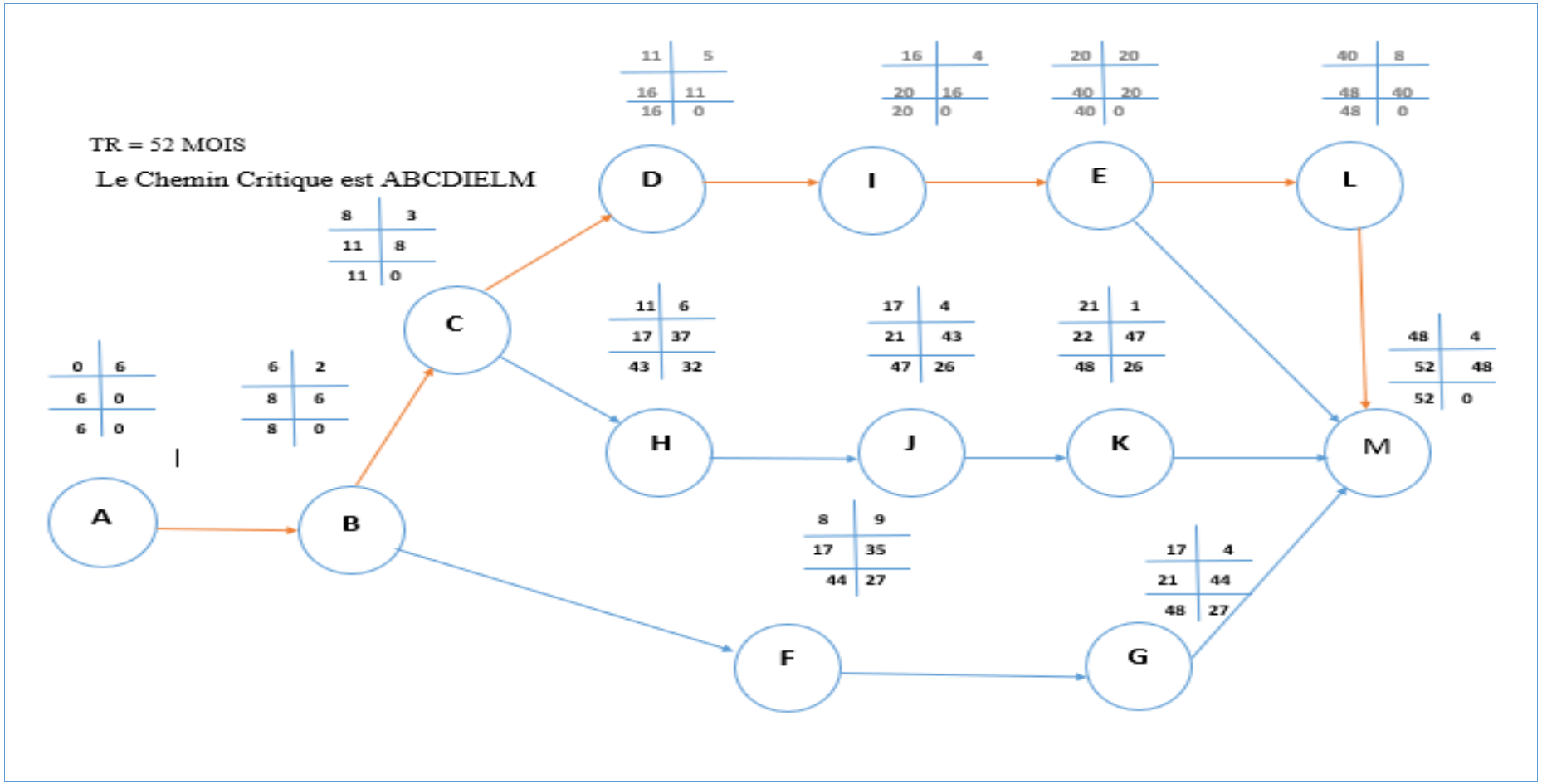


Figure VIII. 1: Réseau à nœud

VIII.5.2 Méthode du tableau :

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet et la définition du chemin critique. Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII. 2: Méthode du tableau

Opération	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	6	0	6	0	6	0
B	2	6	8	6	8	0
C	3	8	11	8	11	0
D	5	11	16	11	16	0
E	20	20	40	20	40	0
F	9	8	17	35	44	27
G	4	17	21	44	48	27
H	6	11	17	37	43	26
I	4	16	20	16	20	0
J	4	17	21	43	47	26
K	1	21	22	17	48	26
L	8	40	48	40	48	0
M	4	48	52	48	52	0

Et on trouve le même résultat avec la méthode précédente

Conclusion générale :

Conclusion générale :

L'objectif de notre étude consiste à l'étude de faisabilité d'une mini centrale hydroélectrique afin de répondre à la problématique soulevée en introduction en se basant sur des données collectées et des hypothèses. Selon les résultats de notre étude nous pouvons dire que l'idée de construire une centrale hydroélectrique est un projet de développement très intéressant pour notre pays non seulement pour les bénéficiaires, mais aussi pour la région.

Au cours de ce travail, nous avons relevé en premier lieu que le développement au différent secteur que va connaitre notre zone d'étude va favoriser une forte demande en électricité, et pour remédier à ce problème il a été pour nous d'élaborer des variantes d'étude qui favorisent la production d'électricité et de satisfaire la demande. La variante consiste a projeté un nouvel aménagement hydroélectrique dans le barrage qui va être destiné qu'a l'hydroélectricité.

Ensuite la seconde partie nous l'avons consacrée au dimensionnement des différentes composantes de l'aménagement. A partir d'un débit d'équipement pris à la base de 80%.

Les résultats issus dans le cadre du présent travail, ont permis de tirer les points suivant :

- La construction de l'aménagement hydroélectrique n'implique aucune difficulté technique particulière, de plus, le choix de la variante n'a aucun effet néfaste sur le fonctionnement actuel du barrage.

- Grace à l'énergie hydroélectrique produite, il devient faisable la réalisation de divers projets de développements et de loisirs sur la région.

- En plus, le projet va résoudre complètement la problématique liée aux frais d'énergie du fonctionnement du barrage et ses annexes.

- Le projet va donner une vision claire sur la rentabilité des centrales hydroélectrique en Algérie, et servira pour une meilleure prise de décision compte à l'heure généralement sur l'ensemble des barrages en exploitation.

Par ailleurs, les solutions additionnelles et judicieuses d'une technicité d'actualité qui consiste à l'installation dans la cuvette du barrage des panneaux solaires flottantes (solution technique déjà utilisé en France et au japon). Cette solution permettra de produire une énergie supplémentaire et de réduire le volume évaporé le fait de couvrir le plan d'eau.

En fin ce travail nous a permis d'effectuer une étude d'un projet hydroélectrique, d'enrichir nos connaissances à travers la mise en pratique durant notre cycle de formation, et nous espérons que ce modeste travail sera un projet pilote pour les promotions futures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

(1) : Google. [En ligne] [Citation : 10 mars 2020.]

(2) http://lab.univbiskra.dz/Larhyss/images/pdf/JOURNAL%C2%B024/11.Remini&al.pdf

(3) :djifa, nyaletassi komi. Barrages hydroélectrique. Paris : s.n.

(4) : R. Ginocchio and P. Viollet. « L'énergie hydraulique, » no. 1191, p. 3-4, Mar. 2012.

(5) : D, Graham. Les énergies en questions. L'énergie hydraulique. [En ligne] 25 2 2020. http://energies2demain.com/eau/hydraulique/les-barrageshydroelectriques/.

(6) : Hilario, Paul Manuel Godoy. Statistiques. google. [En ligne] 22 aout 2019. https://fr.statista.com/statistiques/753571/capacite-puissance-hydroelectrique-selon-le-pays-monde/.

(7) : COBA. Barrage de GARGAR. Monographie. 1989.

(8) : Emile, ANDRIAMORA Tanjona Tsitohaina. Dimensionnement et optimisation du rendement d'une micro-centrale hydroélectrique. Mémoire de fin d'étude. 2016.

(9): TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida

(10) : khaled baouni (ed : 2016) ,mémoire de fin d'étude .

(11) :kerroum herrat (ed :1986), mémoire de fin d'étude .

(12) : Mokran , cours de transfert d'énergie hydroéléctrique .

ANNEXE

Tableau V.35 :

	Sept	Oct	Nov	Mars	Janv	Fev	mars	Avril	Mai	juin	juillet	aout	annuel
1979 – 1980	12.40	108.80	34.40	56.50	25.70	5.65	176.70	17.30	26.20	0.94	0.00	0.00	176.70
1980 – 1981	3.97	0.91	2.50	573.30	29.37	561.40	28.96	24.48	1.87	0.69	0.01	0.01	573.30
1981 – 1982	3.71	13.82	0.14	386.20	3.29	55.30	551.00	23.20	1113.00	3.80	16.16	0.01	1113.00
1982-1983	0.02	215.20	179.20	459.00	6.36	8.58	2.19	0.97	0.64	0.06	0.01	0.00	459.00
1983-1984	0.00	0.00	260.50	18.86	28.24	39.72	7.25	6.60	8.17	39.72	0.01	0.00	260.50
1984-1985	0.00	9.12	23.52	23.00	49.00	10.70	43.56	1.11	47.64	0.00	0.00	0.00	49.00
1985-1986	63.00	3.98	17.45	10.84	161.00	415.00	182.40	8.04	0.97	4.75	0.00	0.00	415.00
1986-1987	5.13	592.00	0.43	8.71	121.20	195.20	9.25	1.52	0.13	0.00	3.16	0.00	592.00
1987-1988	13.08	164.00	92.50	1.52	73.55	2.61	8.44	9.98	23.00	25.60	0.00	0.00	164.00
1988-1989	0.00	11.40	49.00	146.00	2.61	10.27	42.20	57.75	158.00	130.50	1.19	6.48	158.00
1989-1990	176.00	0.20	52.50	0.38	112.50	0.75	0.00	93.40	148.10	0.13	40.68	6.86	176.00
1990-1991	25.08	88.60	20.80	95.80	7.49	9.60	98.20	42.88	1.27	0.66	0.00	0.00	98.20
1991-1992	0.00	62.28	21.75	0.30	16.00	0.89	67.82	111.56	60.93	0.03	103.00	56.88	111.56
1992-1993	0.95	1.52	157.40	9.60	0.00	2.70	21.75	107.80	88.61	0.00	0.00	0.00	157.40
1993-1994	102.32	330.24	13.70	88.61	22.09	142.36	0.00	4.78	0.00	0.00	0.00	0.20	330.24
1994-1995	670.00	670.00	63.67	34.56	69.21	0.00	108.48	4.42	14.64	17.18	0.00	322.40	670.00
1995-1996	4.80	67.00	7.40	48.80	88.00	719.00	142.20	131.52	40.00	142.20	41.00	0.01	719.00
1996-1997	0.40	46.00	2.14	4.45	61.00	4.78	0.02	358.00	1.31	0.06	0.01	7.40	358.00
1997-1998	391.00	124.40		56.76	12.37	25.98	2.66	215.04	278.88	0.81	0.01	0.01	391.00
1998-1999	4.32	0.54	0.64	8.39	251.52	15.66	55.20	1.15	2.47	0.01	0.01	0.01	251.52
1999-2000	18.00	42.80	6.80	45.28	1.54	0.05	8.50	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	45.28
2000-2001	42.80	364.78	96.96	15.12	126.64	143.60	55.20	35.36	7.60	0.02	0.01	0.01	364.78
2001-2002	143.60	16.56	228.80	6.80	2.30	0.05	7.30	8.50	111.80	0.01	0.01	0.01	228.80
2002-2003	0.01	49.00	32.88	30.40	12.60	390.00	12.24	77.52	4.00	11.70	2.30	6.60	390.00
2003-2004	45.28	9.72	61.40	105.44	39.08	36.60	6.80	1.69	18.00	0.51	0.28	0.00	105.44

ANNEXE

Tableau V.52 :

			hd=7.07 m	hd=6.8 m	hd=6.64 m	hd=6.46 m	hd=6.31 m	Hd=6.17 m	hd=6.03 m	hd=5.89 m	hd=5.67 m	hd=5.65 m	hd=5.53 m	hd=5.43 m	hd=5.32 m	hd=5.21 m	hd=5.11 m	hd=5.02 m	hd=4.93 m
			b=50m	b=55m	b=60m	b=65m	b=70m	b=75m	b=80m	b=85m	b=90m	b=95m	b=100m	b=105m	b=110m	b=115m	b=120m	b=125m	b=130m
temps (h)	débit d'entrée I1	I1+ I2	o(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)	O(m3/s)
0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	37,86	37,86	100,01	104,15	109,44	114,39	119,15	123,62	127,91	131,95	135,81	139,48	142,97	146,34	149,53	152,60	155,56	158,34	161,08
4	151,42	189,28	136,90	141,41	147,12	152,24	156,99	161,25	165,17	168,70	166,74	174,85	177,49	179,93	182,11	184,11	185,93	187,54	189,04
6	340,70	492,13	235,69	244,85	257,09	268,42	279,28	289,37	299,01	308,05	307,41	324,78	332,49	339,94	346,97	353,74	360,27	366,39	372,46
8	605,69	946,40	332,52	344,33	360,05	374,25	387,52	399,52	410,63	420,72	420,55	438,49	446,23	453,41	459,90	465,88	471,37	476,26	480,85
10	946,40	1552,09	468,33	485,96	509,94	531,88	552,64	571,69	589,64	606,23	606,17	636,39	650,03	663,04	675,18	686,76	697,81	708,08	718,16
12	1362,81	2309,20	630,83	655,92	690,57	722,47	752,85	780,90	807,48	832,18	832,16	877,38	897,94	917,61	936,00	953,57	970,35	985,91	1001,17
14	1854,93	3217,74	816,28	850,21	897,61	941,41	983,31	1022,10	1058,98	1093,34	1093,32	1156,38	1185,12	1212,66	1238,41	1263,02	1286,53	1308,34	1329,72
16	2422,77	4277,71	1022,93	1067,04	1129,22	1186,86	1242,16	1293,47	1342,36	1387,98	1387,97	1471,89	1510,20	1546,95	1581,34	1614,22	1645,64	1674,80	1703,39
18	3066,32	5489,09	1249,72	1305,32	1384,32	1457,73	1528,32	1593,97	1656,62	1715,18	1715,17	1823,08	1872,43	1919,80	1964,16	2006,62	2047,20	2084,87	2121,83
1	3900,00	6966,32	1501,72	1570,59	1669,13	1760,96	1849,52	1932,06	2011,02	2084,96	2084,96	2221,60	2284,26	2344,50	2401,00	2455,13	2506,96	2555,14	2602,45
22	3473,00	7373,00	1720,25	1799,49	1913,11	2018,76	2120,38	2214,80	2304,82	2388,79	2388,79	2542,97	2613,15	2680,27	2742,87	2802,50	2859,22	2911,60	2962,69
24	3078,37	6551,38	1865,84	1949,59	2069,10	2179,28	2284,27	2380,83	2471,88	2555,81	2555,80	2707,00	2774,39	2837,87	2896,13	2950,70	3001,70	3047,90	3092,09
26	2714,83	5793,20	1960,43	2044,72	2164,01	2272,61	2374,69	2467,19	2553,02	2630,76	2630,76	2766,89	2825,63	2879,69	2928,06	2972,14	3012,12	3047,20	3079,60
28	2381,09	5095,92	2016,28	2098,20	2212,78	2315,39	2410,11	2494,22	2570,55	2638,02	2638,01	2751,34	2797,88	2839,13	2874,49	2905,19	2931,52	2953,18	2971,69
30	2075,90	4456,99	2041,26	2118,54	2224,97	2318,25	2402,30	2474,88	2538,69	2593,06	2593,06	2678,59	2710,81	2737,35	2758,12	2774,14	2785,79	2793,32	2797,54
32	1797,	3873,	2040,88	2111,7	2207,26	2288,63	2359,49	2418,24	2467,39	2506,77	2506,77	2561,46	2578,26	2589,29	2594,96	2596,08	2593,18	2586,98	2577,64

ANNEXE

	96	86		2														
34	1546,01	3343,97	2019,22	2082,14	2164,62	2232,06	2287,84	2331,09	2364,13	2387,33	2387,33	2409,67	2410,74	2406,26	2397,15	2384,03	2367,53	2348,85	2327,49
36	1318,77	2864,78	1979,48	2033,27	2100,94	2152,89	2192,20	2218,79	2234,82	2241,26	2241,25	2230,97	2216,66	2197,36	2174,49	2148,45	2120,00	2090,70	2059,54
38	1114,97	2433,74	1924,21	1967,88	2019,37	2054,65	2076,50	2085,75	2084,35	2073,92	2073,92	2031,84	2003,09	1970,26	1935,22	1898,19	1859,99	1822,48	1784,16
40	933,32	2048,29	1855,57	1888,32	1922,54	1940,29	1944,09	1935,68	1916,89	1889,97	1889,97	1817,94	1776,21	1731,68	1686,60	1641,00	1595,75	1552,83	1510,38
42	772,56	1705,88	1775,37	1796,55	1812,70	1812,39	1797,86	1771,87	1736,11	1693,51	1693,51	1594,37	1541,63	1487,76	1435,27	1383,99	1334,77	1289,55	1246,20
44	631,41	1403,97	1685,19	1694,32	1691,85	1673,19	1640,39	1597,24	1545,35	1488,34	1488,34	1365,89	1304,64	1244,29	1187,48	1133,84	1084,07	1039,86	998,89
46	508,59	1140,00	1586,45	1583,15	1561,76	1524,75	1474,04	1414,51	1347,75	1278,04	1278,04	1137,14	1070,42	1006,99	949,44	897,09	850,38	810,50	775,00
48	402,83	911,42	1480,41	1464,45	1424,03	1368,93	1301,01	1226,25	1146,31	1066,14	1066,14	912,84	844,29	781,75	727,45	680,32	640,30	607,80	580,30
50	312,85	715,68	1368,23	1339,50	1280,18	1207,50	1123,39	1034,96	944,06	856,24	856,24	698,01	632,00	574,94	528,26	490,29	460,18	437,34	419,20
52	237,38	550,24	1250,98	1209,47	1131,61	1042,15	943,23	843,16	744,11	652,24	652,24	498,44	440,26	393,88	359,30	333,85	315,61	302,97	293,66
52,75	212,56	449,95	1132,07	1078,28	983,11	878,79	767,87	660,01	557,96	468,53	468,53	335,78	294,20	266,19	249,05	238,84	232,87	229,39	227,12
54	175,15	387,71	1013,73	948,53	838,06	721,78	603,14	493,34	396,24	319,23	319,23	229,58	211,49	203,18	199,82	198,39	197,60	196,99	196,41
56	124.87	300.01	893.81	817.73	817,73	693,35	567,38	444,60	338,11	253,32	197,18	197,18	154,78	150,20	147,78	145,71	143,60	141,51	139,54