

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENTGENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

**Etude des variantesde :la dérivation provisoire,la
Vidange de fond et la prise d'eau du barrage du
De Souk Tlata(W.Tizi Ouzou)**

Présenté par :

M^r : CHEBROU Asma

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

| Nom et Prénom | Grade | Qualité |
|--------------------------------|--------------|----------------|
| M ^r M.K.MIHOUBI | M C.A | Président |
| M ^r M.BACHIR.CHERIF | M A.B | Examinateur |
| M ^{me} N.HADJ.SADOUK | M A.A | Examinatrice |
| M ^r M.D.BENSALAH | M A.A | Examinateur |
| M ^r B.BENLOUAKLI | M C | Promoteur |

Juillet-2012

DEDICACE

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

Mon père Mahmoud

Ma mère Saida

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

Je le dédie également à :

Mes frères et mes sœurs : Adel, Hichem, Sihem, Ahlem, Hadia et Mira

Mon neveu et mes nieces : Ritsou, ritej, cheraz et rinad

A L'homme de ma vie mon fiancé Haroun sans oublier sa famille

Mes

amies : Hanen, Dihia, Karima, Rokaya, Karima, Soumia, Joujou , Kahina, Linda, Sbrina, Samira, Rawa.....

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

Asma

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier mon promoteur monsieur BENLAOUKLI BACHIR . pour son aide appréciable, sa disponibilité, et ses conseils fructueux qui m'ont facilité la réalisation de ce travail.

Mes remerciements aussi à tous les membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Je remercie également tous le corps enseignant de L' ENSH, qui m'ont encadré durant toutes les années d'études

Je remercie fortement mes parents, mes frères et sœurs, pour leur aide.

Je remercie encore tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin, je remercie tous mes amis de l'ENSH sans exception.

Sommaire

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| Introduction générale..... | 01 |
|-----------------------------------|-----------|

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

| | |
|--|----|
| I. Introduction | 02 |
| I.1 Situation et accès..... | 02 |
| I.2 morphologie | 03 |
| I.3 Stratigraphie générale..... | 05 |
| I.3.1 Tectonique..... | 06 |
| I.3.2 Perméabilité, conditions hydrogéologique..... | 06 |
| I.4 Sismicité régionale et insitu..... | 07 |
| I.5 Etude géotechnique..... | 08 |
| I.5.1 Aspects géotechniques..... | 08 |
| I.5.2 Caractéristiques géotechniques essentielles..... | 09 |

Chapitre II : Etude hydrologique

| | |
|---|----|
| Introduction | 13 |
| II-1. Le bassin versant..... | 13 |
| II-1.1 Caractéristiques générales du bassin versant..... | 13 |
| II.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant..... | 14 |
| II. I.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant..... | 14 |
| II.2. Caractéristiques hydrographiques | 16 |

| | |
|---|----|
| II.3. Hypsométrie du bassin versant..... | 17 |
| II.4. Détermination des altitudes | 17 |
| II.5. Les indices..... | 19 |
| 1) Indices de pente | 19 |
| 2) Pente moyenne du bassin versant I_m | 21 |
| 4) Dénivelée spécifique | 21 |
| II.6. Caractéristiques physiographiques | 21 |
| 1) Densité de drainage D_d | 22 |
| 2) Temps de concentration du bassin versant t_c | 22 |
| 3) Vitesse de ruissellement | 23 |
| 4) Coefficient de sinuosité..... | 23 |
| II.7. Caractéristiques climatiques du bassin versant | 24 |
| II.7.1. Température..... | 25 |
| II.7.2 Le vent | 25 |
| II.7.3. Evaporation | 26 |
| II.7.4. la pluviométrie..... | 27 |
| II.7.4.1. Données disponibles..... | 27 |
| II.7.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières..... | 28 |
| • Ajustement a la loi de GUMBEL..... | 29 |
| • Ajustement a la loi normale..... | 30 |
| • Ajustement a la loi log normale..... | 31 |
| III.7.4.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences..... | 33 |
| II.8. Etudes des apports | 36 |
| II.8.1. Etudes des apports..... | 36 |

| | |
|--|----|
| II.8.2. Apport liquides | 36 |
| II.8.2.1. Apport moyen interannuel (A0)..... | 36 |
| II.8.3. Caractéristiques de l'écoulement..... | 38 |
| a) Module de l'écoulement..... | 38 |
| b) Module de l'écoulement relatif (spécifique) | 38 |
| c) Lamme d'eau écoulée | 38 |
| d) Coefficient de l'écoulement..... | 38 |
| II.8.4. Coefficient de variation..... | 38 |
| 1. Formule de SOKOLOVSKY..... | 38 |
| 2. Formule de OURKGUIPROVODKHO..... | 39 |
| 3. Formule de L'ANTONO..... | 39 |
| 4. Formule de KRISTEKLY MENKEL..... | 39 |
| II.9. Irrégularité des apports..... | 39 |
| II.9.1. Estimation fréquentielle des apports..... | 39 |
| II.9.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%..... | 40 |
| II.10. Etude des crues..... | 41 |
| II.10.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue..... | 41 |
| 1. Formule de MALLET-GAUTHIER..... | 41 |
| II.10.2. Hydrogramme de crue..... | 42 |
| II.10.2.1. Construction des hydro grammes des crues (SOKOLOVSKY) | 42 |
| II.10.3. Estimation de la crue de projet | 44 |
| II.11. Apports solides et l'estimation du volume mort | 46 |
| A) Formule de Tixeront..... | 46 |
| B) Formule de Sogreah..... | 47 |
| II.12. Régularisation..... | 48 |

| | |
|--|----|
| II.12.1. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%..... | 48 |
| II.12.2. Courbes caractéristiques de la retenue | 48 |
| II.12.3. Volume mort..... | 49 |
| II.12.4. Calcul du volume utile | 50 |
| II.12.4.1. Régularisation interannuelle | 50 |
| II.13. Laminage des crues..... | 52 |

Chapitre III : dérivation provisoire

| | |
|---|----|
| Introduction..... | 60 |
| III .1) Type d'ouvrage de dérivation provisoire... | 60 |
| 1) Galerie de dérivation | 60 |
| 2) Conduite de dérivation..... | 60 |
| 3) Canal de dérivation ... | 60 |
| III.2) Choix de la crue de dimensionnement..... | 60 |
| III.3) Succession des travaux | 61 |
| III.4) Dimensionnement de la dérivation provisoire | 61 |
| III.4.1) Dimensionnement de la galerie | 61 |
| III.4.1.1) Laminage de Crue de Chantier | 63 |
| Calcul hydraulique de galerie | 63 |
| a- l'écoulement à surface libre | 63 |
| b- l'écoulement en charge | 64 |
| III.5) Batardeau..... | 65 |
| III.5.1) Calcul de la revanche du batardeau..... | 66 |
| III.5.2) Calcul de la largeur en crête du batardeau | 66 |
| III.6) Calcul d'optimisation..... | 67 |

| | |
|---|----|
| III.7) Construction du batardeau | 69 |
| III.8) Vérification du régime torrentiel pour de petits débits | 69 |
| III.9) Ouvrage de restitution..... | 70 |
| III.10) Revêtement du Tunnel de dérivation | 70 |
| III.10.1) Soutènement..... | 70 |
| III.10.2) Revêtement..... | 71 |
| III.10.3) Caractérisation géomécanique de tous les matériaux | 71 |
| III.10.4) Données de départ | 72 |
| 1-Détermination préalable de l'épaisseur de revêtement | 73 |
| 2- Détermination de la pression verticale du terrain | 73 |
| 3- Détermination des charges dues à la pression du terrain en tenant compte de la réaction élastique du terrain | 73 |
| 4- Détermination des charges dues à la pression hydrostatique dans le tunnel..... | 74 |
| 5- Détermination des charges dues au poids propre du revêtement..... | 75 |
| 6- Détermination des charges dues au poids de l'eau dans le tunnel ... | 75 |
| 7- vérification de la résistance a la fissuration..... | 78 |
| 7-1- Vérification selon la première catégorie des états-limites (états-limites ultimes) ... | 78 |
| 7-2- vérification selon la deuxième catégorie des états-limites (états-limites d'utilisation) | 78 |

Chapitre IV : dimensionnement des ouvrages annexes

| | |
|---|----|
| Introduction..... | 79 |
| IV-1 L'évacuateur de crues..... | 79 |
| IV-1-1 Choix de l'évacuateur de crue..... | 79 |
| IV-1-2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue..... | 80 |

| | |
|---|----|
| IV.2 Ouvrage de vidange..... | 91 |
| IV.2 .1 Conduite de vidange en charge | 91 |
| IV.2 .2 Conduites à écoulement libre | 91 |
| IV.2.3 Ouvrages de vidange à batardeau | 92 |
| IV.2.4 Choix de la variante | 92 |
| IV.2.5 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange | 92 |
| IV.2.6 Dimensionnement de l’ouvrage de vidange..... | 93 |
| IV.3 Ouvrage de Prise d’eau | 95 |
| IV.3.1 Type de prise..... | 95 |
| a. Prise d’eau en charge | 95 |
| b. Prise d’eau flottante..... | 95 |
| c. Tour de prise..... | 95 |
| IV.3.2 Dimensionnement de la prise d’eau..... | 95 |

Chapitre V : organisation de chantier

| | |
|---|-----|
| V-1) Introduction..... | 97 |
| V.2 Travaux préparatoires | 97 |
| V.2.1Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau..... | 97 |
| V-2-2) Réalisation de l’évacuateur de crue..... | 98 |
| V-2-3) Réalisation du corps du barrage..... | 98 |
| V-2-4) Recommandation pour l'exécution de la digue..... | 98 |
| V-2-5) Contrôle de compactage..... | 106 |
| V-2-6) Les engins utilisés..... | 99 |
| V-3) Planification..... | 99 |

| | |
|---|-----|
| V-3-1) Définition..... | 99 |
| V-3-2) Techniques de la planification..... | 99 |
| V-3-2-1) méthodes basées sur le réseau..... | 100 |
| V-3-2-1-1) Définition du réseau..... | 100 |
| V-3-2-1-2) Construction du réseau..... | 100 |
| V-3-2-1-3) Différentes méthodes basées sur le réseau..... | 101 |
| V-3-2-1-3-1) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)..... | 101 |
| V-3-2-1-3-2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)..... | 101 |
| V-3-2-1-3-3) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)..... | 101 |
| V-3-2-2) Méthodes basées sur le graphique..... | 101 |
| V-3-2-2-1) Méthode linéaire (ligne of balance technic)..... | 101 |
| V-3-2-2-2) Méthode à barres..... | 101 |
| V-3-2-3) les étapes de la planification..... | 101 |
| V-3-3) les paramètres de la méthode C.P.M (Critical Path Methode)... | 102 |
| V-3-3-1) Chemin critique (C.C)..... | 102 |
| V-3-3-2) Attribution des durées de chaque opération..... | 103 |
| V-3-4) les plannings..... | 103 |
| V-4) délai de construction et programme des travaux..... | 104 |
| V-5) Symboles des différentes opérations..... | 104 |
| V-6) Détermination des chemins critiques..... | 106 |
| V-07) Devis estimatif du barrage et ouvrages annexes..... | 107 |
| I-8) Planning des travaux..... | 108 |

Capitre VI : protection et sécurité de travail

| | |
|---|------------|
| VI-1) Introduction | 109 |
| VI-2) Causes des accidents de travail | 109 |
| VI-3) Conditions dangereuses dans le chantier | 109 |
| VI-4) Actions dangereuses | 110 |
| VI-5) Mesures préventives | 110 |
| VI-6) : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel | 110 |
| 1)° La méthode dynamique | 111 |
| 2)° Méthode d'équifriction | 112 |
| Conclusion générale | 113 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire | 21 |
| Tableau III.2 : Résultats de calcul | 22 |
| Tableau III.3 : détermination de la pente Roche | 24 |
| Tableau III.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)..... | 25 |
| Tableau III.5 : Evaluation de la pente moyenne | 26 |
| Tableau III.6 : temps de concentration | 30 |
| Tableau III.7 : Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant..... | 32 |
| Tableau III.8 : Répartition mensuelle de la température | 33 |
| Tableau III.9 : Répartition mensuelle du vent..... | 33 |
| Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation | 34 |
| Tableau III.11 : station pluviométrique | 35 |
| Tableau III.11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle | 35 |
| Tableau III.12 : Caractéristiques de la série | 35 |
| Tableau III.13 : Ajustement à la loi de GUMBEL | 37 |
| Tableau III.14 : Ajustement à la loi LOG NORMAL | 38 |
| Tableau III.15 : Ajustement à la loi NORMAL | 39 |
| Tableau III.16 : Les paramètres statiques de l'échantillon | 40 |
| Tableau III.17 : Les paramètres statiques de l'échantillon | 42 |
| Tableau III.18 : Les pluies maximales journalières fréquentielle | 42 |
| Tableau III.19 : Pluies de courtes durées et leur intensité | 43 |
| Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site | 45 |
| Tableau III.21 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes..... | 48 |
| Tableau III.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale..... | 49 |
| Tableau III.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel | 50 |
| Tableau III.24 : valeur de α en fonction de la perméabilité | 51 |
| Tableau III.25 : résultat de calcul de l'apport solide | 52 |
| Tableau III.26 : Débits fréquentielles calculés | 53 |
| Tableau III.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ | 54 |
| Tableau III 29: Crues de projet recommandé..... | 55 |
| Tableau III.1 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour | 57 |
| Tableau III 30: Choix de la crue de projet | 58 |
| Tableau III 31 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%..... | 61 |
| Tableau III 32 : Répartition mensuelle des besoins en eau potable | 61 |
| Tableau III 33 : Répartition mensuelle des besoins en irrigation | 61 |
| Tableau III 34 : Répartition mensuelle des besoins totaux (aep+irrigation) | 61 |
| Tableau III 35 : Courbes topographiques et volumétriques | 62 |
| Tableau III 36 : Tableau de Radkovitch $r = f(M0)$ | 64 |
| Tableau III 37-38: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE | 68 |
| Tableau III 39 : Détermination de H_0 et Q en fonction de..... | 69 |
| Tableau III 40 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue | 69 |
| Tableau III 41: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine | 73 |
| Tableau III 42 : calcul de la largeur en crête | 75 |
| Tableau III 43 : coût et volume de la digue | 76 |
| Tableau III 44: coût de déversoir. | 77 |
| Tableau III 45 : coût du canal d'approche | 78 |
| Tableau III 46 : coût Total de la retenue | 78 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|-----|
| Tableau IV 01: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF) | 83 |
| Tableau IV 02: coût de la digue (1 ^{ère} variante). | 85 |
| Tableau IV 03 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ | 87 |
| Tableau IV 04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vague..... | 88 |
| Tableau IV 04 : Coordonnées de la ligne d'eau | 89 |
| Tableau IV 05: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage | 96 |
| Tableau IV 06: Détermination du gradient d'infiltration admissible | 99 |
| Tableau IV 7: Détermination du coefficient de sécurité | 99 |
| Tableau IV 8 : détermination des rayons max et min | 102 |
| Tableau IV 9: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité | 103 |
| Tableau IV 10: Les caractéristiques géotechniques | 103 |
| Tableau IV 11: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement | 106 |
| | |
| Tableau V 1: Coordonnées de la nappe déversante | 113 |
| Tableau V 2: Ligne d'eau à pas d'espace de 20m 1 ^{er} traçant..... | 116 |
| Tableau V 3: Ligne d'eau à pas d'espace de 20m 2 ^{ème} tançant | 117 |
| | |
| Tableau VI 1 : Coefficient de débits | 132 |
| Tableau VI 2 : $Q = f(D)$ | 132 |
| Tableau VI 3 : $H_{dév} = f(T)$ | 133 |
| Tableau VI 4 : Résultats du laminage | 134 |
| Tableau VI 5 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau | 134 |
| Tableau VI 06 : Paramètres de calcul d'optimisation | 135 |
| Tableau VI 07: Résultats de calcul d'optimisation | 136 |
| | |
| Tableau VII 1 : symboles des opérations | 145 |
| Tableau VII 2 : devis estimatif | 147 |

INTRODUCTION

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, Elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Dans cette optique la wilaya de Tizi ousou a bénéficié des importants projets de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels celui du barrage Souk tlata , qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation de la région.

1. ..Introduction :

Le présent chapitre défini la situation du futur barrage, les paramètres géologique et géotechnique pour le bon dimensionnement ; et choix des ouvrages adéquates qui servent au bon fonctionnement de l'ouvrage projet e.

I.1) Situation et accès :

Le site du barrage de SOUK TLATA sur l'oued de BOU-GDOURA se situe a l'extr emite occidentale de la grande Kabylie a 8,5 km de Tizi-Ouzou, à 80 km environ a vol d'oiseaux d'Alger dans la direction Est.

Le réservoir sera constitu e de deux branches formées par les vallées de L'ACIF TLATA et du TALA IMEDRENE, qui confluent à l'amont du barrage avec un angle de 30  environ.

La retenue est fermée par une gorge de quelque centaine de mètres de long, site choisi pour le barrage.

Le fond de la rivière est situ e approximativement au niveau 65m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50 m. les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroits 2 :1 (2 verticalement et 1 horizontalement).

La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 200m environ.

En rive gauche, la retenue se prolonge derrière le massif d'appui a l'aval du barrage. la chaine qui ferme le verrou sur cette rive s'abaisse au-dessous du niveau de la retenue, nécessitant la construction d'une digue de col.

Les coordonnées Lambert du site selon la carte 1/25000 sont :

$$\mathbf{X = 610.4 \text{ km}}$$

$$\mathbf{Y = 376.1 \text{ km}}$$

$$\mathbf{Z = 64 \text{ m NGA}}$$

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

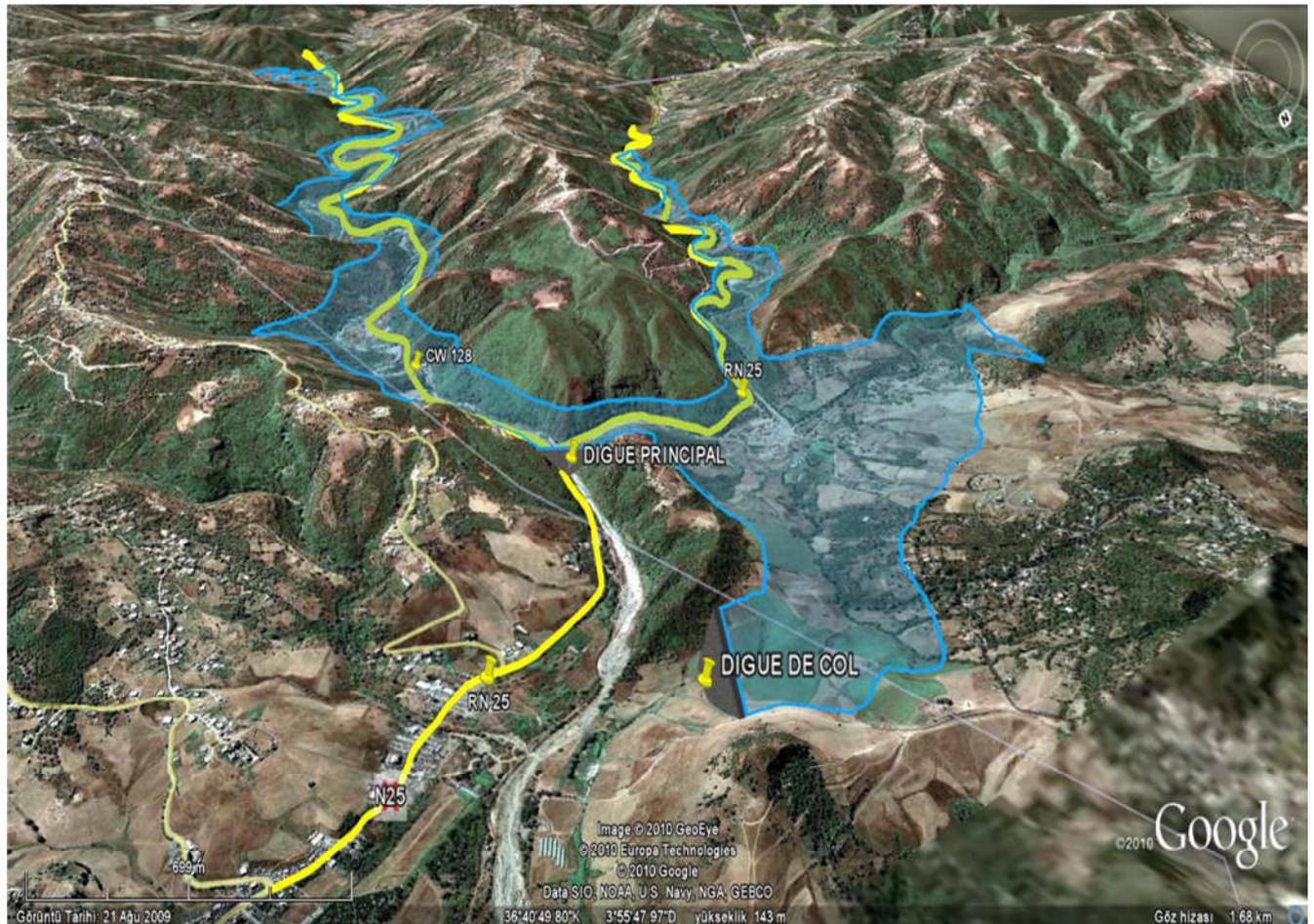


figure (I.1). :plan de situation de l'ouvrage

I.2 Morphologie :

Le site de souk Tlata se trouve sur le bord Méridionale du bassin sédimentaire du miocène inférieur terminal de TIZI OUZOU.

Ce bassin formé par une série épaisse de dépôts gréseux, pelitique et marneux, appartient à l'ancien golfe miocène de la basse Kabylie, qui est la terminaison orientale du grand bassin sédimentaire de la Mitidja.

Les coupes géologiques sont représentées dans les figures (II.1) ;(II.2) et (II.3) :

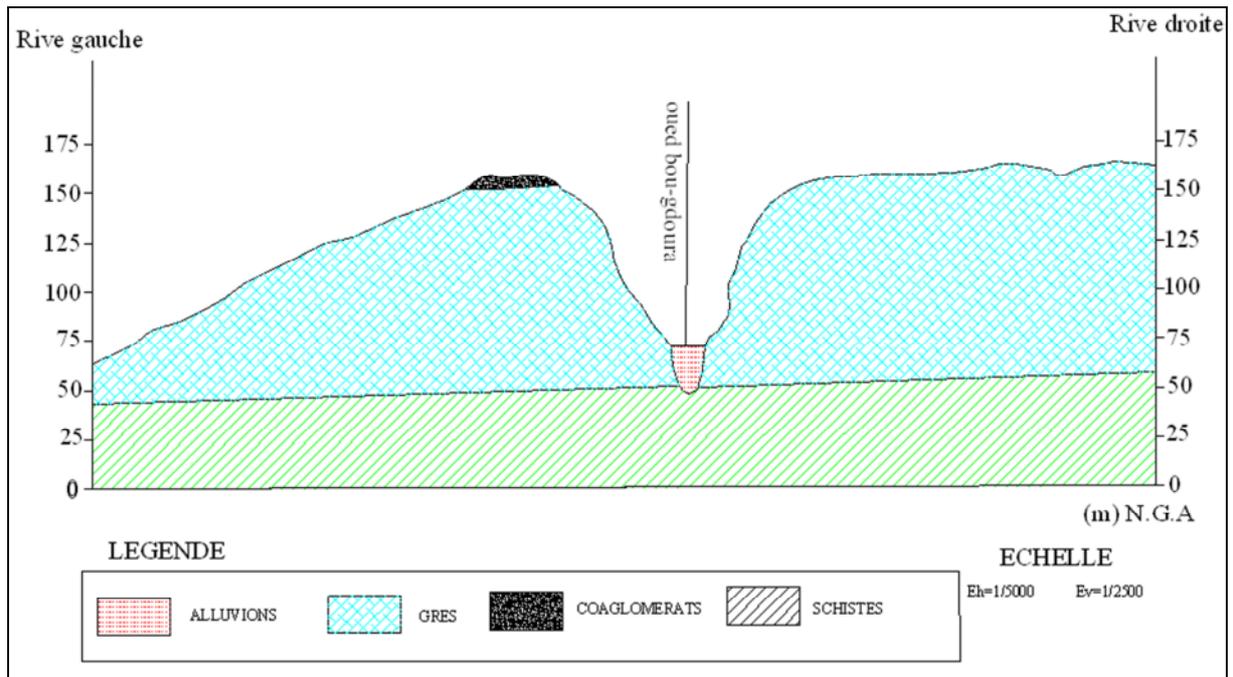


Figure I.1 : coupe géologique « oued bou-gdoura »

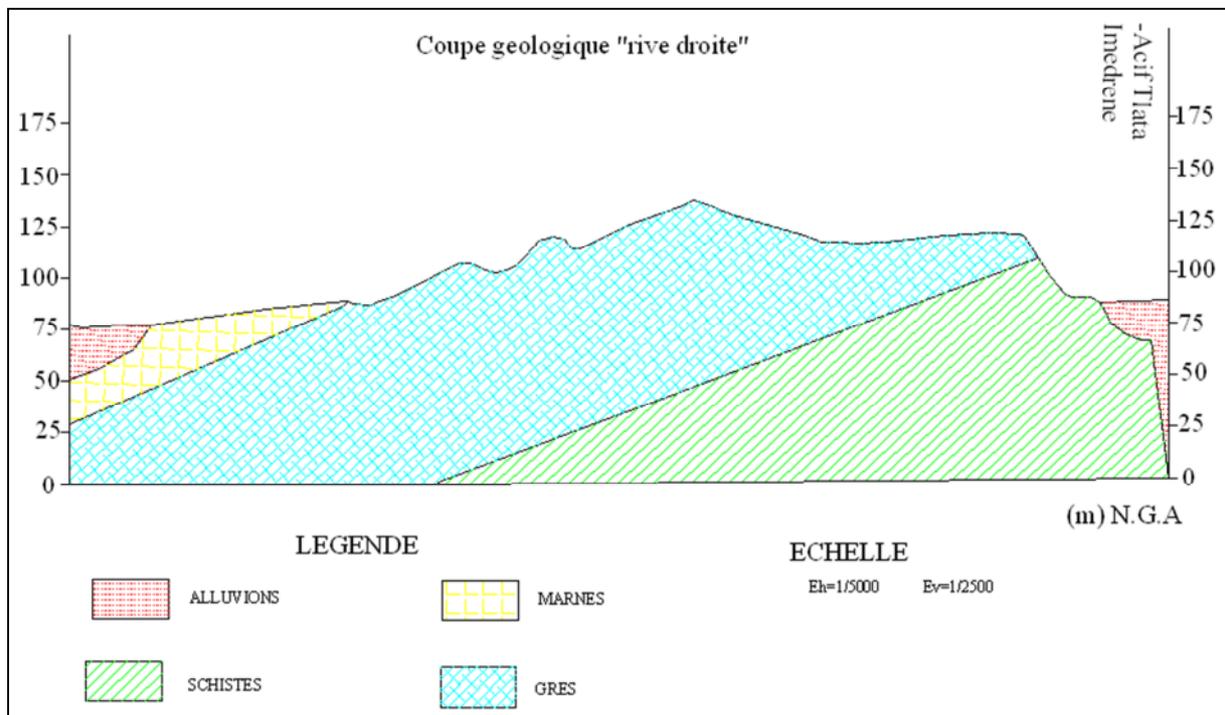
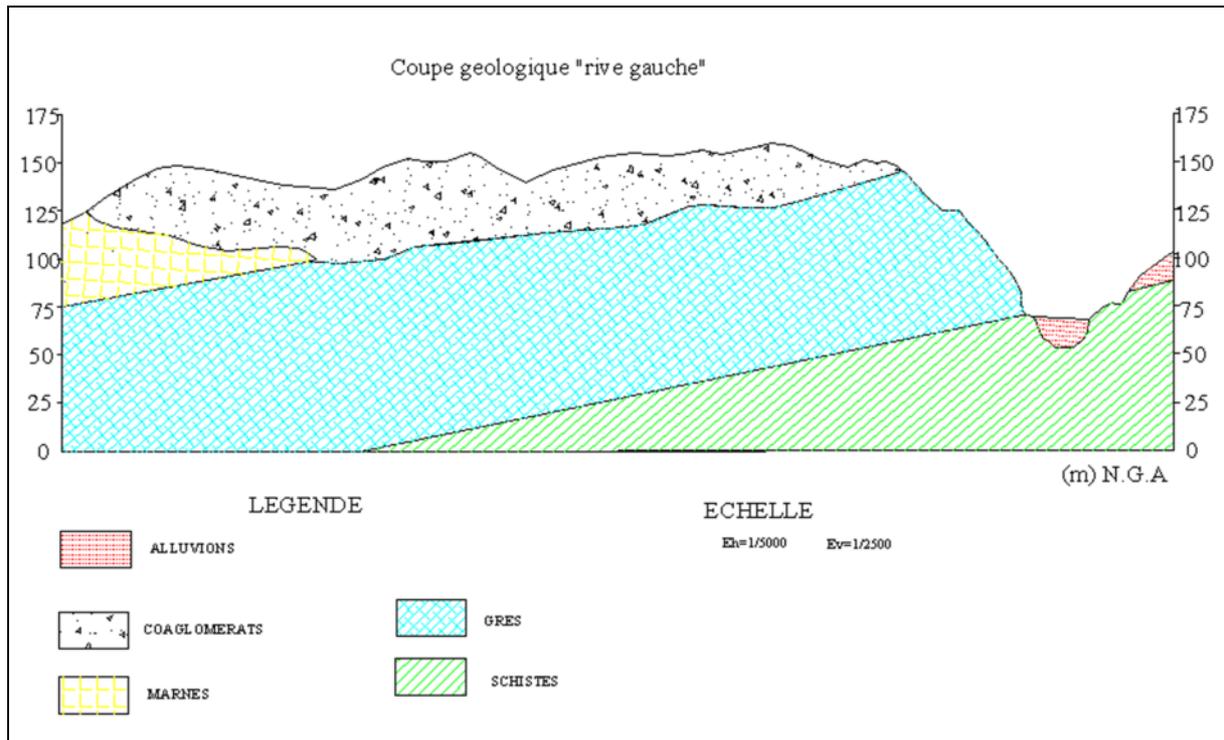


Figure I.2 : coupe géologique a : « rive droite »



b : coupe géologique « rive gauche »

Dans la zone du barrage, les sédiments burdigaliens recouvrent avec un faciès transgressif le terrain enté-miocène du socle métamorphique primaire. Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de Souk Tlata, occupant une vaste surface jusqu'au pied de la chaîne calcaire du Djurdjura.

La région est drainée par l'oued SEBAOU et ses affluents.

La plus grande partie des versants est couverte de sols éluviaux et colluviaux.

La région étudiée se trouve à une assez grande distance des séismes historiques, par conséquent le risque de tremblement de terre de forte intensité est réduit.

I.3 Stratigraphie générale

Dans la zone de barrage, les sédiments burdigaliens recouvrent avec un faciès transgressif et discordant les terrains enté-miocène du socle métamorphique primaire. Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de SOUK TLATA, occupant une vaste surface jusqu'au pied de la chaîne de Djurdjura.

La transgression est marquée par une série de conglomérats de base formée par quelque mètre de poudingues localement grossiers, suivis de grès fins et siltites en alternance.

Le burdigalien présente deux faciès qui passent latéralement de l'un à l'autre.

-Grès plus au moins fins, tendre, à ciment carbonatique.

-Pelites plus au moins carbonatique

En dessous on rencontre les terrains qui appartiennent à la série cristallophyllienne terminale du socle gressique est magmatique de la grande Kabylie. Dans la zone du barrage ces terrains sont représentés immédiatement sous le burdigalien par des phyllades.

I.3.1 Tectonique

Les sédiments burdigalien forment une structure mono climatique plongeant vers le nord avec un pendage (15 ; 20)%.

Il s'agit d'une structure tectonique en forme « Hors » et « Graben » due aux mouvements épirogéniques de la néotectonique dispensiez tardopliocène et poste-astienne, qui intéresse même les poudingues pliocène.

Par l'analyse des photos aériennes, on constate la présence d'un réseau dense de linéaments qui peuvent être attribués aux diaclases géantes ou aux failles subverticales déjà mentionnées.

I.3.2 perméabilité, conditions hydrogéologiques :

Pour les alluvions de l'oued BOUGDOURA, K varie entre ($5 \cdot 10^{-1}$ ET $5 \cdot 10^{-6}$) cm/s ce qui met en évidence l'hétérogénéité du sol, confirmée également par les courbes granulométriques

Les coefficients K des poudingues pliocènes, qui suivent assez bien une distribution normale, montrent des faibles perméabilités dues surtout au degré élevé de consolidation et une certaine cimentation.

En ce qui concerne les grès, les nombreux essais exécutés que la différence de perméabilité entre les deux versants de l'oued Bougdoura est faible. En général, la formation gréseuse est très perméable ; en effet 74% du métrage essayé présente un coefficient de perméabilité supérieur à $1 \cdot 10^{-5}$ cm/s et 30% donne des absorptions d'eau élevées (K supérieur à $1 \cdot 10^{-4}$ cm/s).

La série des conglomérats de base ainsi que les phyllades doivent être considérées comme peu perméable par porosité. Toutefois ces formations ainsi fracturées ; les essais de

perméabilité donne des valeurs de K entre $(1.10^{-4}$ et $1.10^{-5})$ cm/s et entre $(1.10^{-5}$ et $5.10^{-6})$ cm/s.

Les fractures et les contacts stratigraphiques sont donc des chemins potentiels de fuite de l'eau de réservoir. Toutefois, à cet égard, c'est dans les collines de rive gauche que les risques sont les plus élevés .en effet, le phénomène le plus important du site du barrage est la vallée epigenetique (colmat e par les poudingues pliocènes) qui traverse obliquement la colline susmentionn e.

I. 4 Sismicité régionale et insitu

D'après les donn es historique, la zone du barrage appartient à une région sismotectonique de faible à moyenne activité .en effet, elle se trouve loin des grands bassins sédimentaires, subsidents encore aujourd'hui du miocène inférieur (CHELEF, MITIDJA, SOUMMAM HODNA) qui sont le centre des foyers sismiques les plus dangereux en Algérie.

Néanmoins le site du barrage n'est pas très distant des accidents tectoniques transversaux de direction N 140 et N 75 qui ont joué un rôle important dans les chaines atlassiques pendant le paroxysme miocène et les soulèvements épirogéniques post-burdigalien, comme par exemple, les transversales de BOUIRA/ISSER et du DJURDJURA/BEJAIA.

Par conséquent il est possible que la zone du barrage de Souk Tlata puisse ressentir bien qu'affaiblies par la distance, les secousses des séismes des régions sismotectonique actives environnantes.

D'après les donn es historiques, il faut s'attendre, dans la zone du site du barrage à des tremblements de terre :

- légers avec une fréquence biennale
- moyens avec une fréquence décennale
- forts avec une fréquence de 150ans

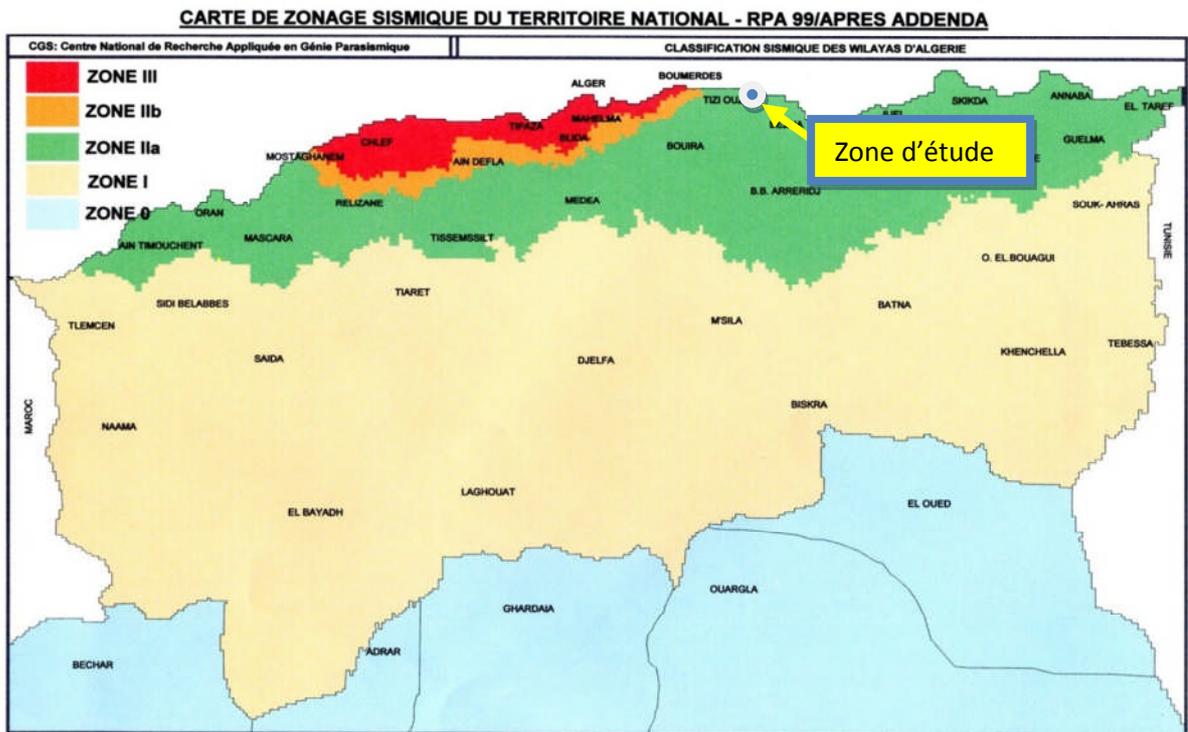
Aucun foyer sismique n'a été enregistré au site du barrage pendant ces dernières 200 années dans un rayon de 40Km .des secousses des zones actives environnantes sont, par contre ressenties dans la région de TIZI-OUZOU avec une certaine fréquence, mais avec une faible intensité (I –IV).toutefois, les donn es historiques étant fragmentaires pour les périodes passés,

l'on peut supposer que la zone du site a été sollicit e par des secousses d'intensité supérieure aux valeurs indiqu es.

Par conséquent on estime pour le site du barrage les accélérations de pointe suivantes :

$$a_{\max} = (0,06 ; 0,10) \text{ g période de retour de 100 ans}$$

$$a_{\max} = 0,15 \text{ g période de retour de 500ans}$$



(Source FPA Echelle : 1/1000000)

Figure I. 4: Carte de zonage sismique du territoire algérien

I.5 Etude géotechnique

I.5.1 Aspects géotechniques

Pour bien définir les caractéristiques et les comportements mécaniques des sols, nous proposons des paramètres géotechniques qui sont basés sur les résultats de reconnaissances et les essais en laboratoire, sur les observations du comportement des massifs rocheux dans la nature et sur des comparaisons avec les valeurs empiriques. Les caractéristiques géotechniques essentielles de site du barrage sont donn es ci-dessous

I.5.2 Caractéristiques géotechniques essentiellesa)-Colluvions argileuses

Tableau I 1 : Caractéristiques géotechniques essentielles des Colluvions argileuses:

| <u>Paramètres.de classification</u> | <u>Paramètres.de compactage A.A.S.H.O standard</u> | <u>Paramètres mécaniques.des échantions.compactés à Wn optimum</u> |
|---|---|---|
| Granulométrie, fraction < 2 micron % : $X=11\pm 4$ | Densité sèche optimum t/m ³ : $\gamma_d = 1,83\pm 0,05$ | Index.de.compression $C_c = 0,15\pm 0,03$ |
| Limites et indices de consistance%: $W_L=35,3\pm 6$; $I_p=16, 6\pm 5$ | Teneur.en.eau optimum. %: $W_s=14,7\pm 1,6$ | Index.de.gonflement $C_g=0,018\pm 0,007$ |
| Activité.colloïdale $A = 1,56\pm 0,9$ | | Coefficient.de perméabilité k entre 2 et 8 bars Cm/s: $K=4x 10^{-5}\pm 3x 10^{-5}$ |
| Teneur en matière organique% : $X=0,93\pm 0,7$ | | Essai triaxial CU + $U \text{ kg/cm}^2$ $C' = 0,35\div 0,55$ $\phi' = 18\div 19^\circ$ |
| -Classification U.S.C.S :81% CL;14% SC-CL ;5% GC-CL | | |

✚ b)-Alluvions graveleuses de l'Oued Bou Gdoura

Tableau I 2 : Caractéristiques géotechniques essentielles des Alluvions graveleuses :

| <u>Paramètres.de classification</u> | <u>Paramètres.de compactage A.A.S.H.O standard</u> | <u>Paramètres mécaniques.des échantions.compactés à W_n optimum</u> |
|--|--|--|
| Granulométrie, fraction.<0.06.mm.%: $8 \div 23$ | Essai.triaxial consolidé.et.drainé.(CD) kg/cm^2 : $C' = 0$; $\phi' = 42,5^\circ$ | |
| Densité.relative naturelle.DR = $0,59 \pm 0,2$ | | |
| Classification U.S.C.S 48%.SC-CL ; 24% GC ; 4% SC | | |

c)-Grès burdigaliens

Tableau I 3 : Caractéristiques géotechniques essentielles des Grès burdigaliens

| <u>Paramètres.de classification</u> | <u>Paramètres.de résistance</u> |
|--|---|
| Granulométrie, fraction.<0.06.mm.%: $30 \div 68$ | Resistance.à.la compression simple kg/Cm^2 : $\sigma_c = 102 \pm 45$ |
| Limites.et.indices d'Atterberg.% $W_L = 27,4$; $I_P = 12,2$ | Idem,après 10j d'immersion. kg/Cm^2 : $\sigma_{c10} = 80 \pm 38$ |
| Teneur en carbonates, à l'exclusion des lithotypes organogènes.%: $X = 13,7 \pm 6,5$ | |
| Désagrégation.après 70 j. d'immersion | 0 |

Remarque

Les résultats des essais de compression simple sur carottes en conditions naturelles ou après 10 jours d'immersion en eau présentent une forte dispersion. Il faut s'attendre à ce qu'une bonne partie des blocs de roche puisse se désagréger après le compactage du tout-venant gréseux.

d)-P lites alt r es

| <u>Paramètres.de classification</u> | <u>Paramètres.de compactage A.A.S.H.O standard</u> | <u>Paramètres mécaniques.des échantions.compactés à Wn optimum</u> |
|---|---|--|
| Granulométrie, fraction.<2.micron. %: $X=25\pm 4$ | Densité.sèche optimum.t/m ³ : $Y_d=1,73\pm 0,04$ | Essai triaxial CU + U kg/cm ² : $C'=0,17. ; \phi'=25^\circ$ |
| Limites.et.indices d'Atterber. %: $W_L=44\pm 2,5 ; I_p=22,5\pm 3$ | Teneur.en.eau optimum. %: $W_s=17,5\pm 1$ | |
| Activité.colloïdale $A=1,25\pm 0,3$ | | |
| Teneur.en.carbonates. % : $X=16,4\pm 3,2$ | | |
| Classification U.S.C.S. CL | | |
| Poids spécifique des grains t/m ³ $Y_s=2,72\pm 0,04$ | | |
| Teneur.en.eau.naturelle $W=7,55\pm 3,1$ | | |
| Densité.sèche $Y_d=2,08\pm 0,2$ | | |

e)-Poudingues plioc enesTbleau I 4 Caractéristiques géotechniques essentielles des Poudingues pliocènes :

| <u>Paramètres.de classification</u> | <u>Paramètres.de compactage</u> <u>A.A.S.H.O standard</u> |
|---|--|
| Granulométrie, fraction < 0,06 mm. % : 4 à 12 | Densité. sèche optimum. t/m ³ : $\gamma_d = 2,27 \pm 0,03$ |
| Limites.et.indices.de consistance. %: $W_L = 34,1 \pm 2,5$; $I_p = 10,5 \pm 1,9$ | Teneur.en.eau optimum. % : $W = 4,7 \pm 0,8$ |
| Classification U.S.C.S. : GC | Coefficient.de.perméabilité.au perméamètre.sur échantillons.compactes.cm/s: $k = 2.4 \times 10^{-6} \div 3.3 \times 10^{-6}$ |
| Densité.sèche.naturelle t/m ³ : $\gamma_d = 1,97 \pm 1,99$ | |
| Poids.spécifique.des grains t/m ³ : $\gamma_s = 2,66 \pm 0,005$ | |

CONCLUSION :

Après l'analyse de toutes les données géotechnique de terrain et de laboratoire, effectu es sur les différents faciès  voques ci-dessus, que ce soit au droit du site du barrage Souk tlata ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage)

On peut donc conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage en matériaux meubles sur le site du barrage Oued Bougdoura daïra Draa ben khada, willaya de Tizi ousou.

Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

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

Les ressources hydriques superficielles de la région sont concentrées durant la saison pluvieuse qui s'étend de septembre à avril. Les calculs de régularisation de l'écoulement permettent à ces réserves couvrent les différents besoins durant la saison de l'irrigation.

La réalisation d'un barrage est conditionnée par :

- a- La disponibilité relative de l'écoulement superficiel;
- b- L'existence d'un site adéquat;
- c- L'existence d'un utilisateur potentiel.

Les méthodes hydrologiques d'estimation sont fondées sur une idéalisation des principaux facteurs de formation de la crue dont l'application fait appel à des données hydrométéorologiques standard, disponibles au niveau des différents services techniques spécialisés (**A.N.R.H** et **O.N.M.**). Les résultats de telle ou telle méthode ne peuvent être considérés fiables que s'ils sont comparés avec les données d'observations hydrologiques et climatiques de la région d'étude.

II-1.Le bassin versant:**II-1.1 Caractéristiques générales du bassin versant:**

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

II.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Les travaux sous cités sont effectués sur la carte d'état major à l'échelle 1/25000 ; cette carte nous a permis de délimiter le bassin versant de l'oued BOUGDOURA en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

$$X = 610.4 \text{ km}$$

$$Y = 376.1 \text{ km}$$

$$Z = 64 \text{ m NGA}$$

II.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant:**Paramètres géométriques:****Surface du bassin versant:**

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

$$S = 290 \text{ km}^2$$

Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est obtenu par curvimètre et il est de :

$$P = 85 \text{ Km}$$

Longueur du talweg principal:

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

$$L = 19 \text{ km}$$

Paramètres de forme:

La forme du B.V influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal.

Indice de compacité (GRAVELIUS):

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : superficie du bassin versant (Km²)

Si : $K_C=1$; le bassin est ramassé.

$K_C>1$; le bassin est allongé.

$$K_C = 1.39$$

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

Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S$

$$Ca = 1.24$$

Rectangle équivalent ou Rectangle de Grave lieux :

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins 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.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

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

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 33.64 \text{ km}$ et $l_r = 8.66 \text{ km}$

II.2. Caractéristiques hydrographiques :**Le relief :**

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

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

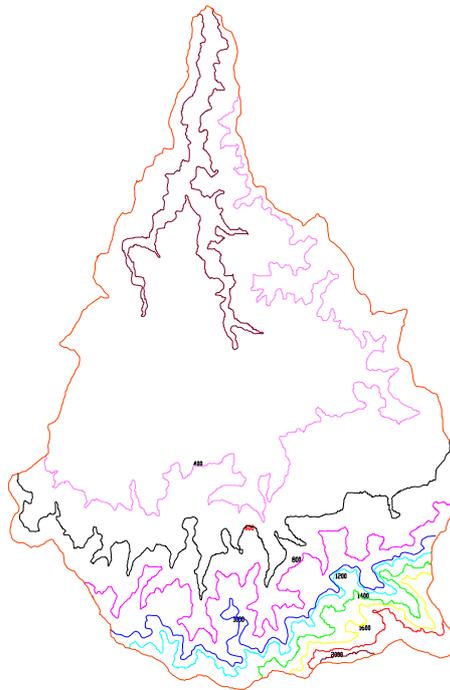


Figure II.1. Topographie du bassin versant.

II.3. Hypsométrie du bassin versant

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

Tableau II.1. Calcul des surfaces cumulées

| Altitude (m) | Altitude moyenne (m) | Si(Km ²) | Si(%) | Si cum(%) |
|--------------|----------------------|----------------------|-------|-----------|
| 2100-1800 | 1950 | 1.78 | 0.61 | 0.61 |
| 1800-1600 | 1700 | 6.2348 | 2.15 | 2.76 |
| 1600-1400 | 1500 | 8.6892 | 3.00 | 5.76 |
| 1400-1200 | 1300 | 8.9168 | 3.07 | 8.83 |
| 1200-1000 | 1100 | 20.668 | 7.13 | 15.96 |
| 1000-800 | 900 | 8.8168 | 3.04 | 19 |
| 800-600 | 700 | 20.5496 | 7.08 | 26.08 |
| 600-400 | 500 | 45.242 | 15.6 | 41.68 |
| 400-200 | 300 | 157.1096 | 54.17 | 95.85 |
| 200-50 | 125 | 12.731 | 4.39 | 100 |

II.4. Détermination des altitudes :**L'altitude maximale et minimale :**

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

$$H_{\max} = 2100 \text{m NGA} \quad , \quad H_{\min} = 50 \text{m NGA}$$

Tableau .II.2. Résultats de calcul

| Altitude (m) | H_i [m] | $S_i \cdot H_i$ [$Km^2 \cdot m$] |
|--------------|-----------|------------------------------------|
| 2100-1800 | 1950 | 3471 |
| 1800-1600 | 1700 | 10599.16 |
| 1600-1400 | 1500 | 13033.8 |
| 1400-1200 | 1300 | 11591.84 |
| 1200-1000 | 1100 | 22734.8 |
| 1000-800 | 900 | 7935.12 |
| 800-600 | 700 | 14384.72 |
| 600-400 | 500 | 22621 |
| 400-200 | 300 | 47132.88 |
| 200-50 | 125 | 1591.37 |

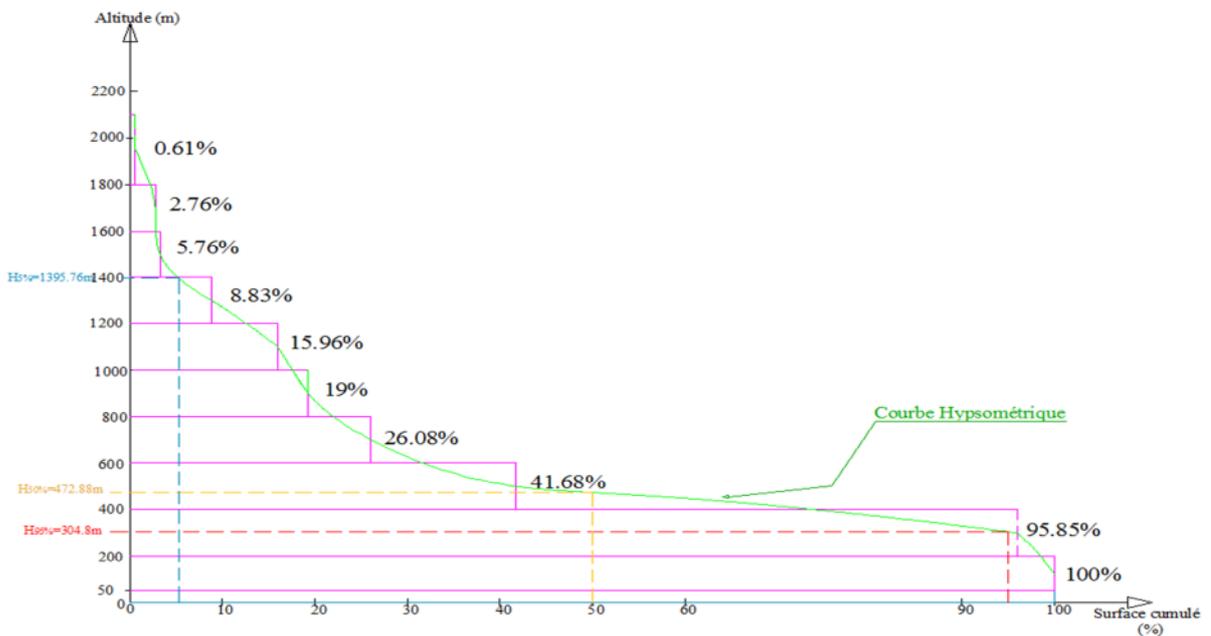


Figure. II.2. Courbe hypsométrique

L'altitude moyenne :

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

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)

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

Donc : **$H_{moy} = 534.81\text{m NGA}$**

L'altitude médiane :

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

$H_{méd} = 472.88\text{m NGA}$

II.5. Les indices :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant, de permettre des comparaisons et des classifications.

1) Indices de pente :**Indice de pente M.ROCHE I_p :**

I_p 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 H_i est H_{i-1} . Il est donné par la Formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II.3 : détermination de la pente M.Roche Ip

| Altitude | Di=Hi-Hi-1 | Si | Ai=Si/S | $\sqrt{D_i \cdot A_i}$ |
|-----------|------------|----------|---------|------------------------|
| m | m | km2 | % | |
| 2100-1800 | 300 | 1.78 | 0.61 | 13.53 |
| 1800-1600 | 200 | 6.2348 | 2.15 | 20.73 |
| 1600-1400 | 200 | 8.6892 | 3 | 24.49 |
| 1400-1200 | 200 | 8.9168 | 3.07 | 24.76 |
| 1200-1000 | 200 | 20.668 | 7.13 | 37.76 |
| 1000-800 | 200 | 8.8168 | 3.04 | 24.65 |
| 800-600 | 200 | 20.5496 | 7.09 | 37.65 |
| 600-400 | 200 | 45.242 | 15.6 | 55.85 |
| 400-200 | 200 | 157.1096 | 54.18 | 104.08 |
| 200-50 | 150 | 12.731 | 4.39 | 25.66 |

Ip=0.64%

Indice de pente globale Ig :

Il est donné par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} = (H_{5\%} - H_{95\%}) / L$$

Avec : D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} en (m).

L : Longueur du rectangle équivalent en (Km).

H_{5%} et H_{95%} sont respectivement les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}.

AN : On a H_{5%}=1395,76 m, H_{95%}=304,8 m. Donc :

$$\boxed{I_g = 3,24\%}$$

Indice de pente moyenne Ipm :

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

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

Ipm=0.61%.

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

2) Pente moyenne du bassin versant I_m :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}}$$

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau II.04

Tableau II.4 : la pente moyenne.

| N° | Côte de la courbe (m) | ΔH (m) | Longueur (m) |
|----|-----------------------|----------------|--------------|
| 1 | 2000 | 200 | 9191.24 |
| 2 | 1800 | | 97474.415 |
| 3 | 1600 | | 11094.765 |
| 4 | 1400 | | 13365.445 |
| 5 | 1200 | | 21974.475 |
| 6 | 1000 | | 23533.02 |
| 7 | 800 | | 26028.425 |
| 8 | 600 | | 31066.515 |
| 9 | 400 | | 48965.876 |
| 10 | 200 | | 20091.415 |

A.N : $I_{moy} = 19,9\%$.

4) Dénivelée spécifique : [A]

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 bassin quelle que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule suivante : $Ds = Ig \sqrt{S}$

A.N : $Ds = 55,18$ m

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

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

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est modère.

II.6. Caractéristiques physiographiques :**1) Densité de drainage D_d :**

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité de

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

Avec $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme de tous les cours d'eau d'ordre i en (Km)

AN: $D_d = 0.71 \text{ Km/Km}^2$

Chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en (Km/Km).

2) Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres

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).

L_p : longueur du talweg principale en (Km).

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

$$T_c = 5,49 \text{ heure}$$

b). Formule de KIRPICH:

$$T_c = 0.6615 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_g^{-0.85}$$

$$T_c = 2.36 \text{ heures}$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

c). Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \quad T_c = 2.91 \text{ heures}$$

Tableau II.6. Temps de concentration.

| FORMULE | VALEUR DE Tc en h |
|------------|-------------------|
| GIANDOTTI | 5.49 |
| KIRPICH | 2.36 |
| CALIFORNIA | 2.91 |
| MOYENNE | 3.59 |

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc= 5,49 heures**, parce que la formule **Giandotti** tient compte les paramètres géométriques essentielle du bassin (longueur du talweg, la pente moyenne du cours d'eau)

3) Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c}$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : **V_r = 3.46 Km/h**

4) Coefficient de sinuosité :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p}$$

L_d: distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire. = 27.5 km

L_p : longueur du talweg principale.

$$C_s = 1.45$$

Tableau II.7. Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.

| DESIGNATION | | SYMBOLE | UNITES | VALEUR |
|-------------------------------|----------|------------------|--------------------|--------|
| Superficie | | S | km ² | 290 |
| Périmètre | | P | km | 85 |
| Longueur du thalweg principal | | L _p | km | 19 |
| Indice de compacité | | K _C | - | 1,39 |
| Coefficient d'allongement | | Ca | - | 1,24 |
| Rectangle équivalent | longueur | L _r | km | 33,64 |
| | largeur | l _r | Km | 8,66 |
| Altitudes | maximale | H _{max} | m | 2100 |
| | moyenne | H _{moy} | m | 534,81 |
| | médiane | H _{med} | m | 472,88 |
| | minimale | H _{min} | m | 50 |
| Pente moyenne de B.V | | I _{moy} | % | 19,9 |
| Indice de pente globale | | I _g | % | 3,24 |
| Indice de pente moyenne | | I _{pm} | % | 0,61 |
| Indice de pente de M Roche | | I _p | % | 0,64 |
| Densité de drainage | | D _d | Km/Km ² | 0,71 |
| Temps de concentration | | T _c | h | 5,49 |
| Vitesse de ruissellement | | V _r | Km/H | 3,46 |
| Coefficient de sinuosité | | C _s | - | 1,45 |

II.7. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

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

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

II.7.1. Température :

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d’une période chaude. La température moyenne annuelle de cette station est de 18°C.

Tableau II.8: Répartition mensuelle de la température.

| Mois | sep | oct | nov | déc | jan | fév | mars | avr | mai | juin | juill | Août | année |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| T(°c) | 20 | 15 | 11 | 11 | 11 | 12 | 14 | 18 | 23 | 27 | 27 | 25 | 18 |

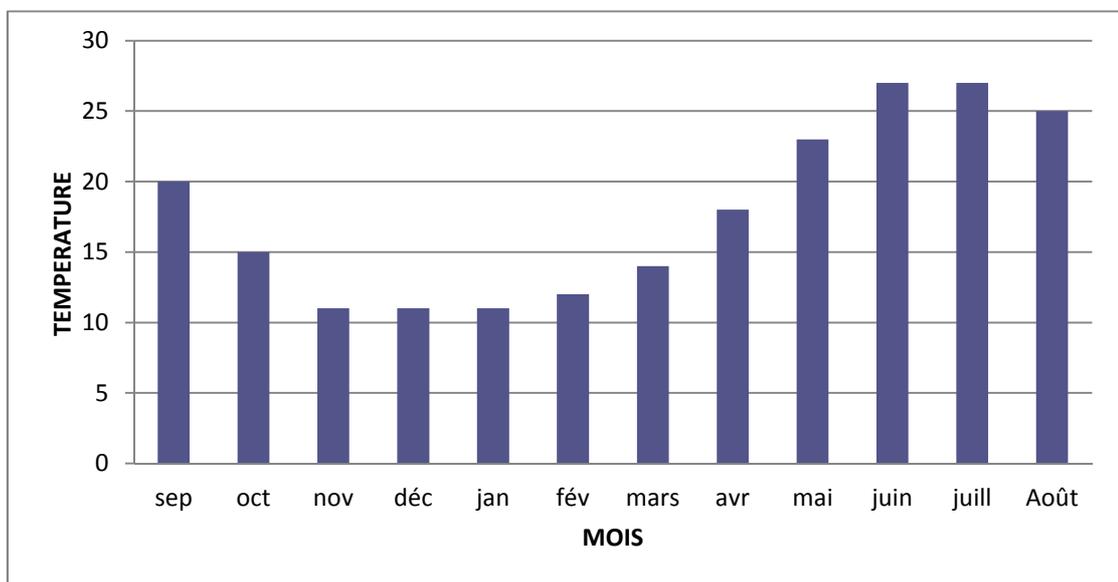


Figure II.3. Répartition mensuelle de la température.

II.7.2 Le vent :

A Tizi Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l’automne et le printemps sur la direction Est-Ouest.

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s).

Tableau II.9: Répartition mensuelle du vent en m/s

| Mois | sep | oct | nov | déc | jan | fév | mars | avr | mai | juin | juill | A | An |
|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|-------|-----|-----|
| V (m/s) | 2,2 | 2,5 | 2,9 | 3 | 2,7 | 2,7 | 2,9 | 2,8 | 2,5 | 2,3 | 2,3 | 2,3 | 2,6 |

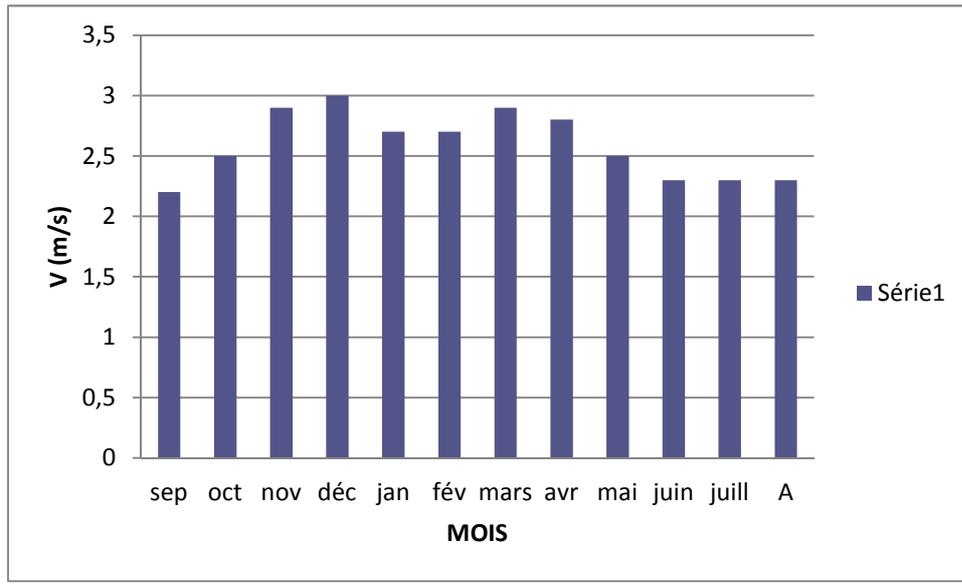


Figure II.4. Répartition mensuelle du vent

II.7.3. Evaporation :

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 121.92mm, comme on le remarque dans le tableau. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre et janvier), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août).

Tableau II.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

| Mois | sep | oct | nov | déc | jan | fév | mars | avr | mai | jui | juil | aou | an |
|------------------|-------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Evaporation (mm) | 19.44 | 9.72 | 6.48 | 4.86 | 3.24 | 4.86 | 8.10 | 11.34 | 14.59 | 22.68 | 29.16 | 27.54 | 162 |
| Evaporation (%) | 12 | 6 | 4 | 3 | 2 | 3 | 5 | 7 | 9 | 14 | 18 | 17 | 100 |

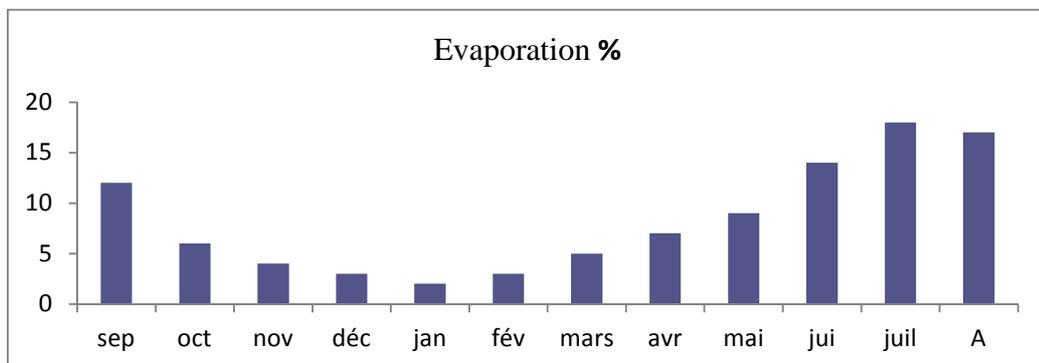


Figure II.5: Répartition mensuelle de l'évaporation.

II.7.4. la pluviométrie**II.7.4.1. Données disponibles :**

Les données de la station ont été recueillies de l'agence nationale des ressources hydraulique(ANRH). Les caractéristiques de ces dernières sont portées dans le tableau suivant :

| Station | Code | source | Coordonnées | | | N |
|---------|--------|---------|-------------|--------|-------|-------|
| | | | X (km) | Y (km) | Z (m) | |
| BOGHNI | 021903 | A.N.R.H | 612.5 | 361.15 | 250 | 35ans |

Dans le tableau (III.12) reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau II.11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (1975-2009)

| Mois | sep | oct | nov | dec | jan | fev | mar | avr | mai | jui | juil | aou | année |
|--------------------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|--------|
| précipitation (mm) | 36,67 | 52,39 | 87,26 | 104,73 | 99,74 | 79,12 | 71,6 | 73,99 | 49,8 | 9,72 | 4,45 | 7,04 | 676,99 |
| précipitation(%) | 5,42 | 7,74 | 12,89 | 15,47 | 14,73 | 11,69 | 10,58 | 10,93 | 7,36 | 1,44 | 0,73 | 1,04 | 100 |

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure .II.7.

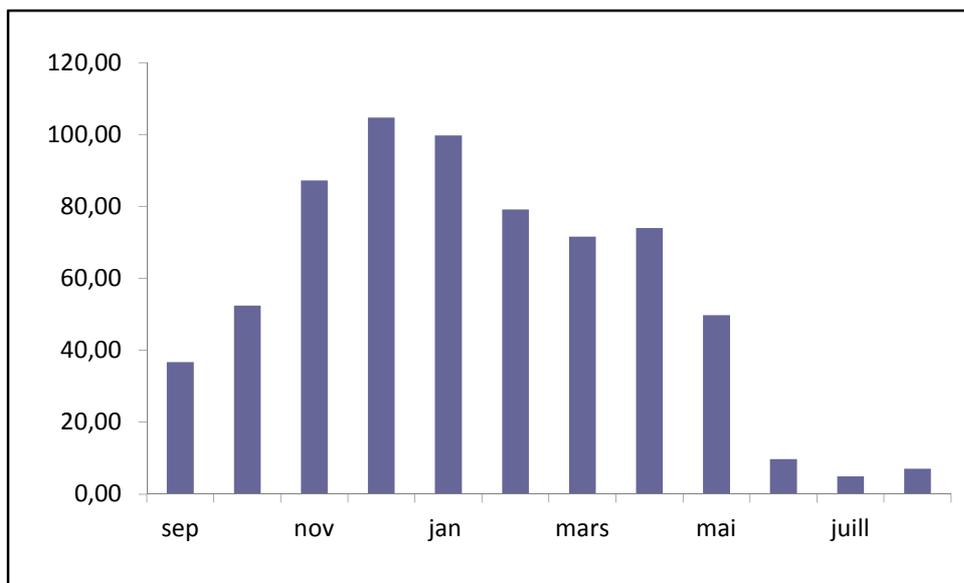


Figure .II.6 : Répartition mensuelle de la précipitation

II.7.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

La station de BOGHNI est considérée avec une série d'observation de 35 années.

Tableau.II.12 Caractéristiques de la série avec N=35 ans

| caractéristiques | Formules | valeurs |
|--|--|----------------|
| La somme des $P_{\max j}$ en (mm) | $\sum_{i=1}^{N=35} X_i$ | 1970.90mm |
| la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm) | $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} X_i}{n}$ | 56.31mm |
| L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour $n > 30$ ans | $\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{31} (X_i - 42.5)^2}{35}} \right]$ | 16.57mm |
| Coefficient de variation « Cv » : | $C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$ | 0,29 |
| <i>L'exposant climatique :</i> | $b=0.48$ | |

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

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

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

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

- **Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0$$

y: variable de la droite de GUMBEL:

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

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

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

: sont déterminés par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (III.9). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant

Tableau II.13 Ajustement à la loi de GUMBEL

| T (ans) | q | Xt | Ecart type | Les intervalles de confiance | |
|---------|--------|------|------------|------------------------------|------|
| 10000 | 0.9999 | 46.3 | 5.23 | 36 | 56.6 |
| 2000 | 0.9995 | 41.3 | 4.34 | 32.8 | 49.8 |
| 1000 | 0.9990 | 39.1 | 3.95 | 31.4 | 46.9 |
| 200.0 | 0.9950 | 34.1 | 3.07 | 28.1 | 40.1 |
| 100.0 | 0.9900 | 32 | 2.68 | 26.7 | 37.2 |
| 50.0 | 0.9800 | 29.8 | 2.30 | 25.3 | 34.3 |
| 20.0 | 0.9500 | 26.9 | 1.80 | 23.4 | 30.4 |
| 10.0 | 0.9000 | 24.7 | 1.43 | 21.9 | 27.5 |
| 5.0 | 0.8000 | 22.3 | 1.06 | 20.2 | 24.4 |
| 3.0 | 0.6667 | 20.5 | 0.798 | 18.9 | 22.0 |
| 2.0 | 0.5000 | 18.8 | 0.628 | 17.6 | 20 |

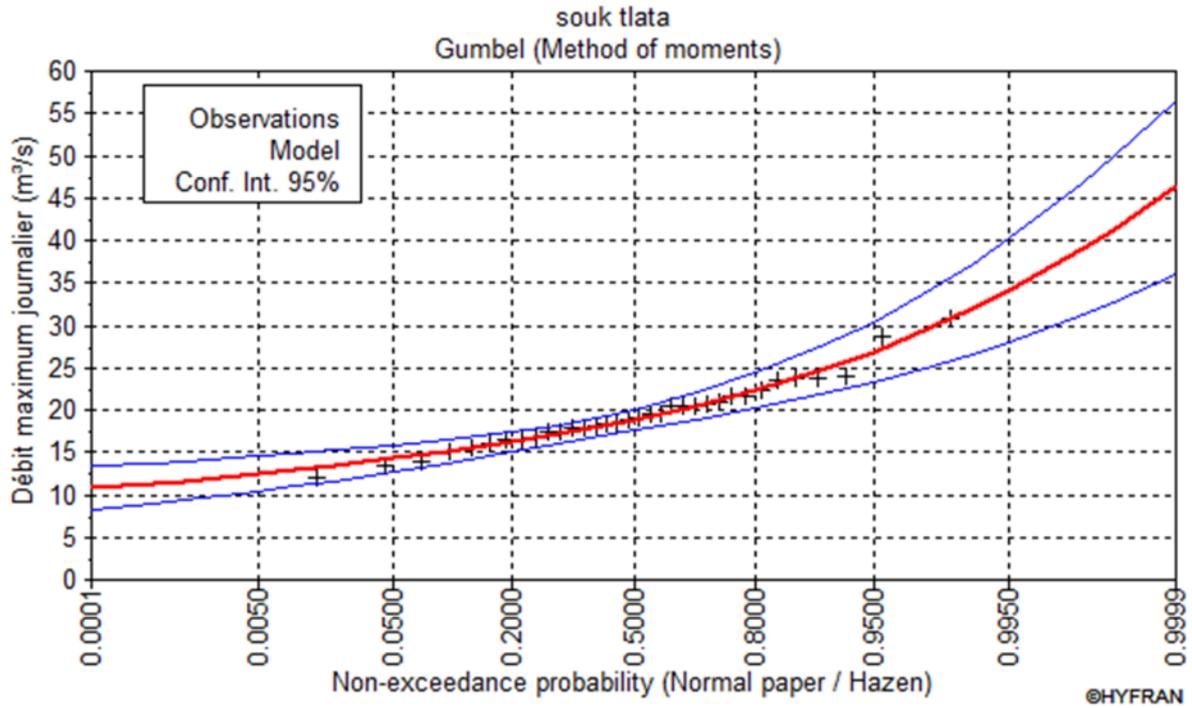


Figure.II.7. Ajustement a la loi de GUMBEL

• **Ajustement a la loi normale:**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

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

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%}$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi que le graphique est donné par la figure (III.20).

Tableau II-14. Ajustement a la loi normale.

| T (ans) | q | Xt | Ecart type | Les intervalles de confiance | |
|------------|--------|------|------------|------------------------------|------|
| 10000 | 0.9999 | 34.3 | 1.95 | 30.5 | 38.1 |
| 2000 | 0.9995 | 32.6 | 1.75 | 29.1 | 36 |
| 1000 | 0.9990 | 31.8 | 1.66 | 28.5 | 35 |
| 200.0 | 0.9950 | 29.7 | 1.44 | 26.9 | 32.5 |
| 100.0 | 0.9900 | 28.7 | 1.33 | 26.1 | 31.3 |
| 50.0 | 0.9800 | 27.6 | 1.22 | 25.3 | 30 |
| 20.0 | 0.9500 | 26.0 | 1.06 | 23.9 | 28.1 |
| 10.0 | 0.9000 | 24.6 | 0.93 | 22.7 | 26.4 |
| 5.0 | 0.8000 | 22.8 | 0.799 | 21.2 | 24.4 |
| 3.0 | 0.6667 | 21.2 | 0.716 | 19.8 | 22.6 |
| 2.0 | 0.5000 | 19.4 | 0.684 | 18.1 | 20.8 |

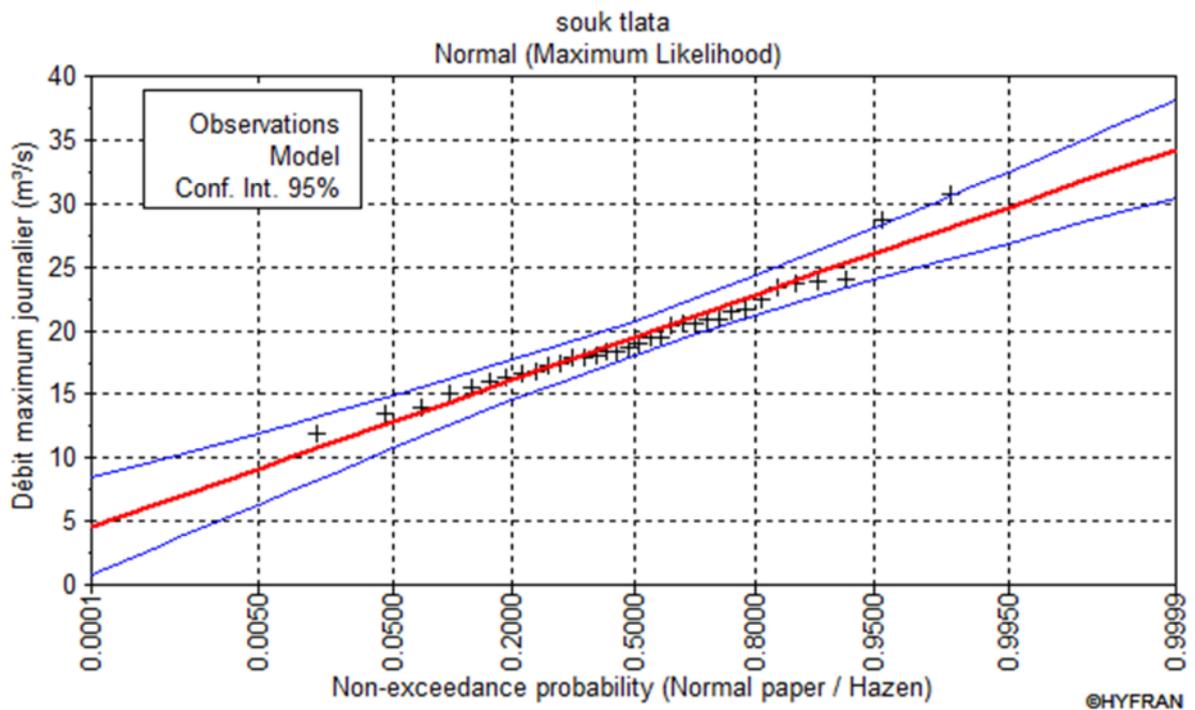


Figure II.8. Ajustement a la loi normale.

Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\log P_{j\max}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N}$$

$$\sigma_{\log} = 0,127 \quad , \log P_{j\max} = 3,498$$

$$\log P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$$

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

Tableau II.15. Ajustement a la loi log normale.

| T (ans) | q | Xt | Ecart type | Les intervalles de confiance | |
|------------|---------------|-----------|-------------|------------------------------|-------------|
| | | | | | |
| 10000 | 0.9999 | 42.5 | 10.5 | 25.3 | 42.5 |
| 2000 | 0.9995 | 38.5 | 7.65 | 24.8 | 42.3 |
| 1000 | 0.9990 | 36.8 | 6.54 | 24.7 | 42 |
| 200.0 | 0.9950 | 32.8 | 4.23 | 24.5 | 41.1 |
| 100.0 | 0.9900 | 31 | 3.37 | 24.4 | 37.6 |
| 50.0 | 0.9800 | 29.2 | 2.59 | 24.1 | 34.3 |
| 20.0 | 0.9500 | 26.7 | 1.74 | 23.3 | 30.1 |
| 10.0 | 0.9000 | 24.7 | 1.26 | 22.3 | 27.2 |
| 5.0 | 0.8000 | 22.5 | 0.95 | 20.6 | 24.4 |
| 3.0 | 0.6667 | 20.7 | 0.83 | 19 | 22.3 |
| 2.0 | 0.5000 | 19 | 0.75 | 17.5 | 20.4 |

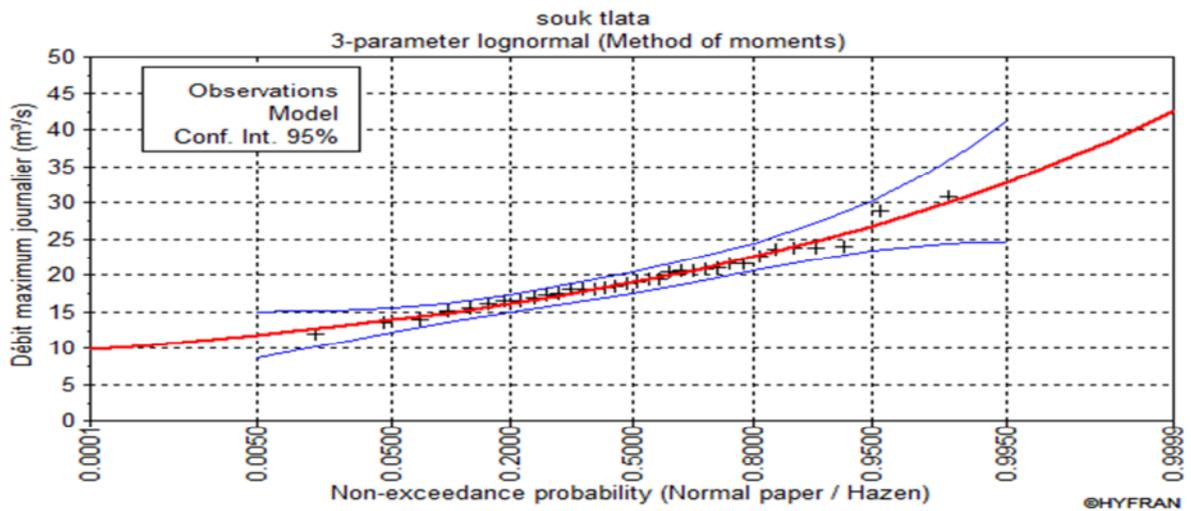


Figure II.9. Ajustement a la loi log normale

Conclusion:

D'après les trois schémas on conclue que les pluies maximales journalières suivent la lois Log normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

Tableau II.16 : les précipitations des différentes fréquences.

| | | | | | | |
|-------------------|--------|-------|------|------|------|-----|
| Periode de retour | 10000 | 1000 | 100 | 20 | 5 | 2 |
| Frequance | 0.9999 | 0.999 | 0.99 | 0.95 | 0.8 | 0.5 |
| P_{MAXj} (mm) | 42.5 | 36.8 | 31 | 26.7 | 22.5 | 19 |

III.7.4.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

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

$$P_{tc} = P_{max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

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

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,48$).

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

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

Les résultats de calcul de P_{tc} et I_0 (intensité) sont donnés dans le tableau II.17.

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure II.11.

Tableau II.17: Pluies et intensités de courte durée

| PERIODE | 10000 | | 1000 | | 100 | | 20 | | 5 | | 2 | |
|-----------|--------|-----|-------|-----|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|
| FREQUANCE | 0,9999 | | 0,999 | | 0,99 | | 0,95 | | 0,8 | | 0,5 | |
| T (heurs) | Pct | It | Pct | It | Pct | It | Pct | It | Pct | It | Pct | It |
| 1 | 9,2 | 9,2 | 8,0 | 8,0 | 6,74 | 6,74 | 5,81 | 5,81 | 4,89 | 4,89 | 4,13 | 4,13 |
| 2 | 12,9 | 6,4 | 11,2 | 5,6 | 9,40 | 4,70 | 8,10 | 4,05 | 6,83 | 3,41 | 5,76 | 2,88 |
| 3 | 15,7 | 5,2 | 13,6 | 4,5 | 11,43 | 3,81 | 9,84 | 3,28 | 8,29 | 2,76 | 7,00 | 2,33 |
| 4 | 18,0 | 4,5 | 15,6 | 3,9 | 13,12 | 3,28 | 11,30 | 2,82 | 9,52 | 2,38 | 8,04 | 2,01 |
| 5 | 20,0 | 4,0 | 17,3 | 3,5 | 14,60 | 2,92 | 12,58 | 2,52 | 10,60 | 2,12 | 8,95 | 1,79 |
| 6 | 21,8 | 3,6 | 18,9 | 3,2 | 15,94 | 2,66 | 13,73 | 2,29 | 11,57 | 1,93 | 9,77 | 1,63 |
| 7 | 23,5 | 3,4 | 20,4 | 2,9 | 17,16 | 2,45 | 14,78 | 2,11 | 12,45 | 1,78 | 10,52 | 1,50 |
| 8 | 25,1 | 3,1 | 21,7 | 2,7 | 18,30 | 2,29 | 15,76 | 1,97 | 13,28 | 1,66 | 11,21 | 1,40 |
| 9 | 26,5 | 2,9 | 23,0 | 2,6 | 19,36 | 2,15 | 16,67 | 1,85 | 14,05 | 1,56 | 11,87 | 1,32 |
| 10 | 27,9 | 2,8 | 24,2 | 2,4 | 20,36 | 2,04 | 17,54 | 1,75 | 14,78 | 1,48 | 12,48 | 1,25 |
| 11 | 29,2 | 2,7 | 25,3 | 2,3 | 21,32 | 1,94 | 18,36 | 1,67 | 15,47 | 1,41 | 13,07 | 1,19 |
| 12 | 30,5 | 2,5 | 26,4 | 2,2 | 22,23 | 1,85 | 19,14 | 1,60 | 16,13 | 1,34 | 13,62 | 1,14 |
| 13 | 31,7 | 2,4 | 27,4 | 2,1 | 23,10 | 1,78 | 19,89 | 1,53 | 16,76 | 1,29 | 14,16 | 1,09 |
| 14 | 32,8 | 2,3 | 28,4 | 2,0 | 23,93 | 1,71 | 20,61 | 1,47 | 17,37 | 1,24 | 14,67 | 1,05 |
| 15 | 33,9 | 2,3 | 29,4 | 2,0 | 24,74 | 1,65 | 21,31 | 1,42 | 17,96 | 1,20 | 15,16 | 1,01 |
| 16 | 35,0 | 2,2 | 30,3 | 1,9 | 25,52 | 1,59 | 21,98 | 1,37 | 18,52 | 1,16 | 15,64 | 0,98 |
| 17 | 36,0 | 2,1 | 31,2 | 1,8 | 26,27 | 1,55 | 22,63 | 1,33 | 19,07 | 1,12 | 16,10 | 0,95 |
| 18 | 37,0 | 2,1 | 32,1 | 1,8 | 27,00 | 1,50 | 23,26 | 1,29 | 19,60 | 1,09 | 16,55 | 0,92 |
| 19 | 38,0 | 2,0 | 32,9 | 1,7 | 27,71 | 1,46 | 23,87 | 1,26 | 20,11 | 1,06 | 16,98 | 0,89 |
| 20 | 38,9 | 1,9 | 33,7 | 1,7 | 28,40 | 1,42 | 24,46 | 1,22 | 20,61 | 1,03 | 17,41 | 0,87 |
| 21 | 39,9 | 1,9 | 34,5 | 1,6 | 29,08 | 1,38 | 25,04 | 1,19 | 21,10 | 1,00 | 17,82 | 0,85 |
| 22 | 40,8 | 1,9 | 35,3 | 1,6 | 29,73 | 1,35 | 25,61 | 1,16 | 21,58 | 0,98 | 18,22 | 0,83 |
| 23 | 41,6 | 1,8 | 36,1 | 1,6 | 30,37 | 1,32 | 26,16 | 1,14 | 22,05 | 0,96 | 18,62 | 0,81 |
| 24 | 42,5 | 1,8 | 36,8 | 1,5 | 31,00 | 1,29 | 26,70 | 1,11 | 22,50 | 0,94 | 19,00 | 0,79 |

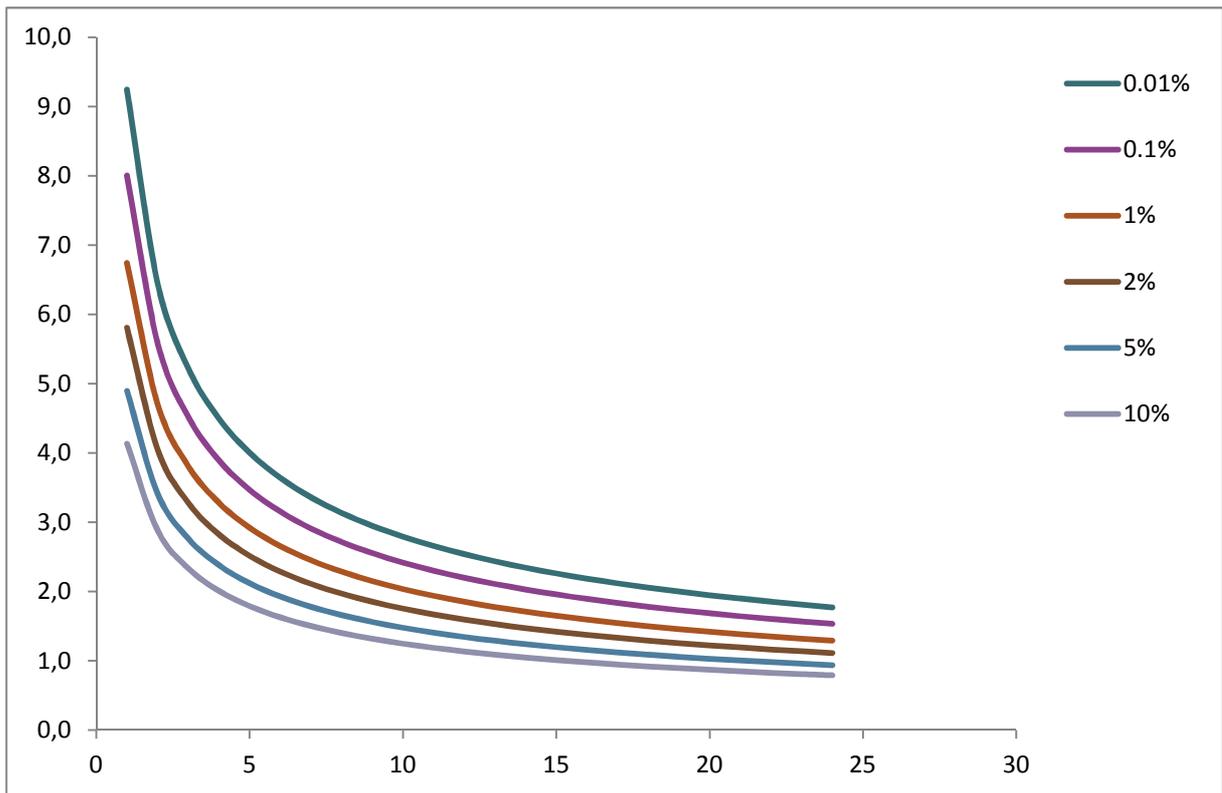


Figure II.10. Intensité pour les différentes fréquences

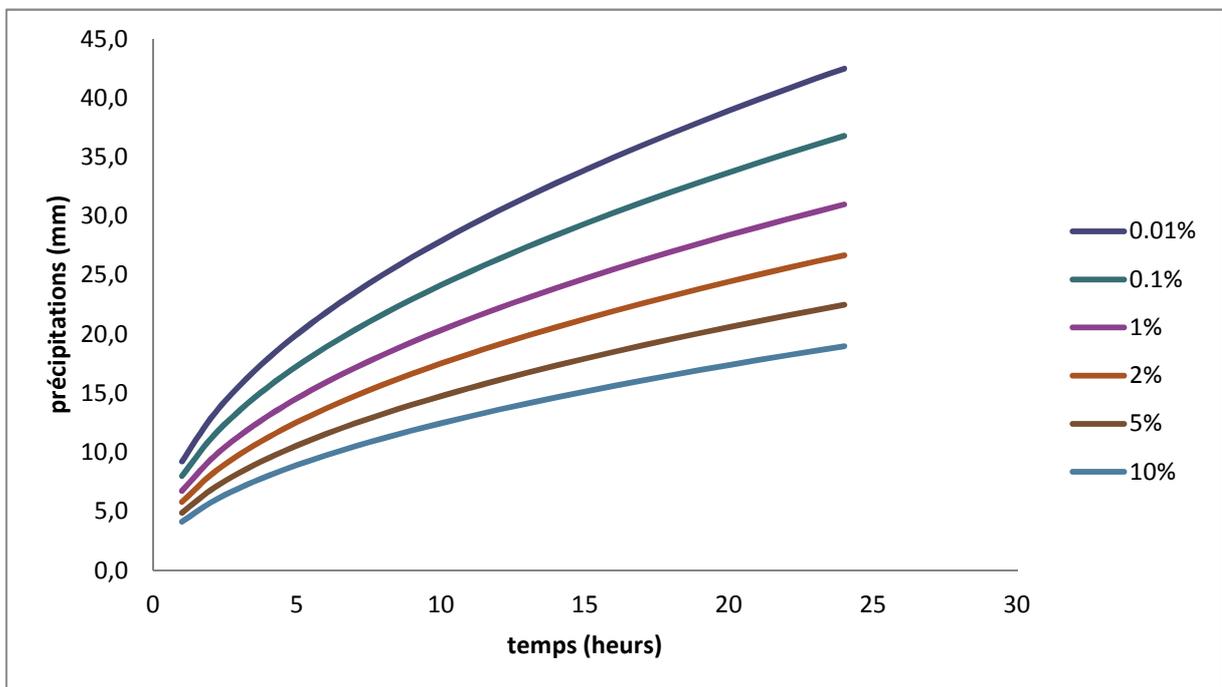


Figure II.11- Pluies pour différentes fréquences

II.8. Etudes des apports**II.8.1. Etudes des apports : [A]**

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

$$Q=F (P-D)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

II.8.2. Apport liquides : [A]

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

II.8.2.1. Apport moyen interannuel (A0) :

L'insuffisance des données observées sur la station d'Ain Zaouia. Pour ces raisons nous sommes obligés d'utiliser les formules empiriques pour estimer l'apport moyen.

a)- Formule de l'ANRH :

$$\text{On a : } A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.14)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$\text{AN : } A_0 = 38,02 \text{Mm}^3$$

b)- Formule de MEDINGUER :

$$\text{On a : } Le = 1.024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.15)$$

Le : lame d'eau écoulée (mm).

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

$$\text{AN : } Le = 0,178 \text{mm}$$

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

$$\text{AN : } A_0 = 51,62 \text{Mm}^3$$

c)- Formule de TURC :

$$A_0 = L_e * S$$

$$L_e = P_{moy} - D$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)^2} \right] \text{ (mm)} \dots\dots\dots \text{ (III.16)}$$

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

L : Variable théorique

T_{moy} : Température moyenne annuel

AN : $L = 1041,6$; $D = 512,87$ mm. $L_e = 164,12$ mm

$$A_0 = 47,59 \text{ Mm}^3.$$

d)- Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots \text{ (III.17)}$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N : $L_e = 117,11$ mm

$$A_0 = 33,96 \text{ Mm}^3$$

Tableau.II.18. récapitulatif des apports:

| La formule | L'apport moyen annuel (Mm ³) |
|----------------------|--|
| Formule de l'ANRH | 38,02 |
| Formule de MEDINGUER | 51,62 |
| Formule de TURC | 47,59 |
| Formule de SAMIE | 33,96 |
| Moyenne | 42,79 |

Commentaire :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi celle qui est la plus commode donc on adopte $A_0 = 38,02 \text{ Mm}^3$ donnée par la formule de

II.8.3. Caractéristiques de l'écoulement :**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

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

$$M_e = \frac{38.02.10^9}{31,536.10^6} = 1205.611/s$$

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

On a : $M_0 = \frac{M_e}{S}$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

$$M_0 = \frac{1205.61}{290} = 4.161/s/km^2$$

c) Lamme d'eau écoulée :

On a :

$L_e = \frac{A_0}{S}$ S : Superficie du bassin.

$$L_e = \frac{38.02.10^6}{290.10^6} = 0.131m = 131.1mm$$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$

Soit : $C_e = 131.1/676.99$

$C_e = 0.19$

II.8.4. Coefficient de variation :

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

1. Formule de SOKOLOVSKY:

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

Soit :

$$C_v = 0.44$$

2. Formule de OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}}$$

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

A.N :

$$Cv=0.58$$

3. Formule de L'ANTONOV :

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097}$$

AN:

$$CV=0.35$$

4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$Cv = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$$

M₀ : module de l'écoulement relatif

Soit:

$$Cv=0,4$$

Tableau II.19 récapitulatif des coefficients de variation

| La formule | Le coefficient de variation Cv |
|-------------------|--------------------------------|
| SOKOLOVSKI | 0,44 |
| OURKGUIPROVODKHOZ | 0,58 |
| L'ANTONOV | 0,35 |
| KRISTEKLY MENKEL | 0,4 |
| La moyenne | 0,44 |

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique SOKOLOVSKI

$$Cv=0.44$$

II.9. Irrégularité des apports :

II.9.1. Estimation fréquentielle des apports :

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2+1}} e^{\mu \sqrt{\ln(Cv^2+1)}} \dots\dots\dots (III.37)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau n°III.18.

Tableau II.20. Les apports fréquentiels :

| PERIODE DE RETOUR (AN) | 5 / 4 | 10 | 50 | 100 | 1000 |
|---------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|
| Fréquence (%) | 80 | 10 | 2 | 1 | 0.1 |
| Le variable réduit "u" | -0,85 | 1,34 | 2.573 | 2,945 | 4,312 |
| Apport (Mm ³) | 24,4 | 61,27 | 102,78 | 120,26 | 213,59 |

II9.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on à donc :

Tableau II.21: Répartition mensuelle des apports

| MOIS | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A |
|----------------------------------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|
| pluies mens (mm) | 36.67 | 52.39 | 87.26 | 104.73 | 99.74 | 79.12 | 71.6 | 73.99 | 49.8 | 9.72 | 4.95 | 7.04 |
| Pluies mens (%) | 5.42 | 7.74 | 12.89 | 15.47 | 14.73 | 11.69 | 10.58 | 10.93 | 7.36 | 1.44 | 0.73 | 1.04 |
| Apport mens (10 ⁶ m3) | 2.06 | 2.94 | 4.9 | 5.88 | 5.6 | 4.44 | 4.02 | 4.16 | 2.8 | 0.55 | 0.28 | 0.4 |
| apport mens A _{80%} | 1.32 | 1.89 | 3.15 | 3.77 | 3.59 | 2.85 | 2.58 | 2.67 | 1.8 | 0.35 | 0.18 | 0.25 |

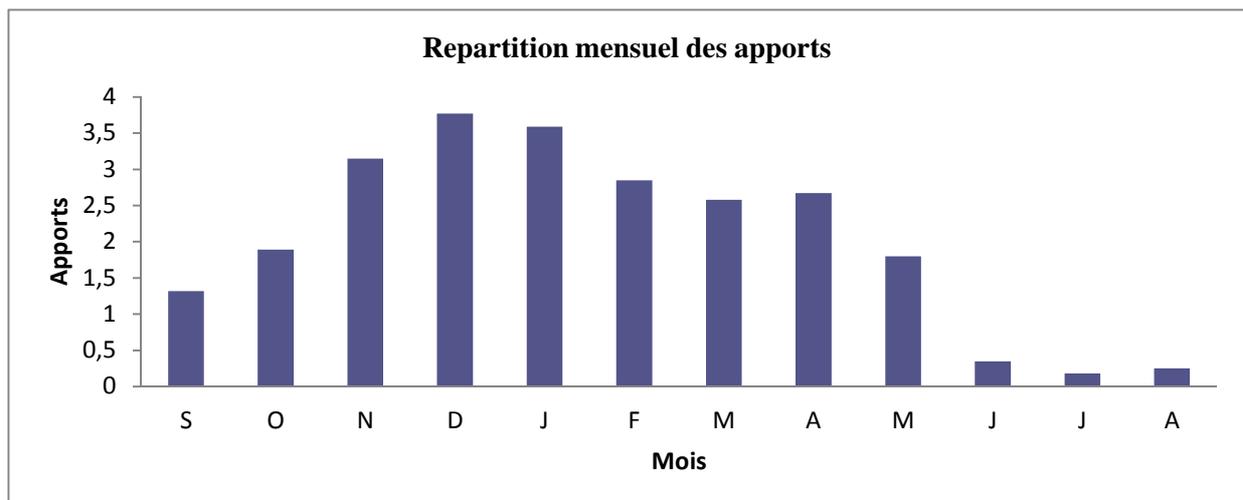


Figure II.12 : Répartition mensuels des apports.

II.10. Etude des crues:

Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

II.10.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:**1. Formule de MALLET-GAUTHIER:**

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 25P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s}$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend (2)

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

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

T : Période de retour.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,68) \cdot 290 \sqrt{1 + 4 \log T - \log 290}}{\sqrt{19}} = 333,97 \cdot \sqrt{4 \log T - 1,46}$$

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

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

| | | | | | |
|--------------------------|---------|---------|--------|--------|-----|
| période de retour (an) | 10000 | 1000 | 100 | 20 | 5 |
| Fréquence % | 0.01 | 0.1 | 1 | 5 | 20 |
| Qmax (m ³ /s) | 1273.47 | 1084.25 | 854.08 | 646.22 | 386 |

Sur la lumière de ce calcul on a eu les résultats de la formule de « **MALLET-GAUTHIER:** » pour la raison suivante :

La formule de « **MALLET-GAUTHIER:** » est d'usage très répandue chez les hydrologues Nord d'Afrique

Le tableau (II.23) donne les débits probables calculés

II.10.2. Hydrogramme de crue:

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

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

II.10.2.1. Construction des hydro grammes des crues (SOKOLOVSKI) :

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

Pour le temps de montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration. $T_m=5.49\text{h}$

Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Pour notre bassin $\delta=2$

$$T_d=2*5.49=10.98 \text{ h}$$

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque bassin versant sont donnés aux tableaux suivants et les Hydrogrammes correspondants

Tableau .II.24 : Débits fréquentielles calculés

| Temps | (0,01%) | Qmax (0.1%) | Qmax (1%) | Qmax (5%) | Qmax (20%) |
|-------|------------|-------------|------------|------------|------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 42,2516846 | 35,9736696 | 28,3369995 | 21,4405393 | 12,8068586 |
| 2 | 169,006739 | 143,894679 | 113,347998 | 85,7621574 | 51,2274345 |
| 3 | 380,265162 | 323,763027 | 255,032996 | 192,964854 | 115,261728 |
| 4 | 676,026954 | 575,578714 | 453,391993 | 343,04863 | 204,909738 |
| 5 | 1056,29212 | 899,341741 | 708,424989 | 536,013484 | 320,171466 |
| 5.49 | 1273,47 | 1084,25 | 854,08 | 646,22 | 386 |
| 1 | 956,254126 | 814,16801 | 641,332363 | 485,24939 | 289,849068 |
| 2 | 696,643691 | 593,132089 | 467,21905 | 353,510554 | 211,158853 |
| 3 | 488,866606 | 416,227801 | 327,868887 | 248,074457 | 148,179784 |
| 4 | 327,150784 | 278,54071 | 219,410698 | 166,012061 | 99,1622911 |
| 5 | 205,724137 | 175,156381 | 137,97331 | 104,394334 | 62,3568023 |
| 6 | 118,814577 | 101,160377 | 79,6855473 | 60,2922377 | 36,0137473 |
| 7 | 60,6500152 | 51,6382632 | 40,676235 | 30,7767382 | 18,3835551 |
| 8 | 25,4583639 | 21,6756037 | 17,0741984 | 12,9187998 | 7,71665487 |
| 9 | 7,46753504 | 6,35796278 | 5,00826272 | 3,78938686 | 2,2634758 |
| 10 | 0,90544052 | 0,7709046 | 0,60725313 | 0,45946412 | 0,27444701 |
| 10.98 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

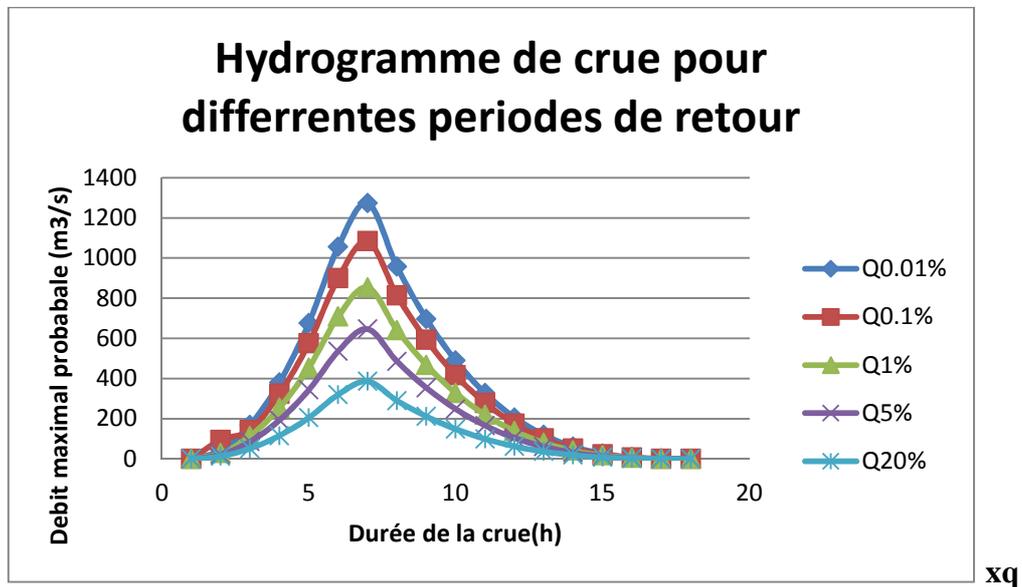


Figure II.13 Hydrogramme des crues des différentes fréquence

II.10.3. Estimation de la crue de projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE). Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue par la retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont. Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités, on site :

- le comité national australien des grands barrages (CNAGB).
- le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

1-/méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/méthode PMP-PMF (pluie maximum probable – débits maximum probable).

Le comité australien des grands barrages donne les recommandations suivantes

Tableau II.25. Catégories des dommages résultant des crues

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

Tableau.II.26: Crue de projet recommandée.

| Catégories des dommages | Crue de projet recommandée (probabilité au dépassement) |
|--|--|
| Elevés: -perte de vie - dommages considérables | 1/10 000 ** 1/100 000 |
| Importants: -Pas de perte de vie -Dommages importants | 1/1000 ** 1/10 000 |
| Faibles : -Pas de perte de vie -Dommages faibles | 1/100 ** 1/1000 |

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

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

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

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

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

I_r : représente les risques.

➤ **SI :**

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

2/ Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

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

D'où $Q_{\text{crue de projet}} = 1084.25 \text{ m}^3/\text{s}.$

On prend $Q_{\text{crue de chantier}} = 386 \text{ m}^3/\text{s}.$

II.11. Apports solides et l'estimation du volume mort

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

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

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

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

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

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

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux 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.

A) Formule de Tixeront

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} .$$

$$E_s = 727.29(t/Km^2/An).$$

Ou: E_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 131.1$ mm)

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

Tableau II.27 : valeur de α en fonction de la perméabilité

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

Pour une lame d'eau écoulee égal à 131.1mm, on obtient une valeur de t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (III-38)$$

S: superficie du bassin versant en Km².

$$E_s = 727.29(t/Km^2/An).$$

D'où : $A_s = 210914.5t/An$.

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (III-39)$$

$$\gamma_s = 1.6 t/m^3.$$

$$V_s = 131821.57m^3/an$$

B). Formule de Sogreah:

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots (III-40)$$

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

P:pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 930.37 t/Km^2/An.$$

$$A_s = 269807.1 t/An.$$

$$D'où : V_s = 168629.44m^3/an$$

Tableau II.28 : résultat de calcul

| Formule | Apport solide (m ³ /an) |
|----------|------------------------------------|
| Tixeront | 131821.57 |
| Sogreah | 168629.44 |

Les valeurs finalement adoptées sont celles obtenues par la formule de Tixeront.

II.12. Régularisation

L’objectif essentiel pour le calcul de régularisation, l’approvisionnement en eau de la population Quand a son but, c’est la détermination de la capacité de la retenue et la cote correspondante.

La régularisation peut être saisonnière ou interannuel suivant le bilan apport-demande de l’année.

Les données de base pour faire une régularisation sont :

- Répartition mensuel de l’apport 80%
- Répartition mensuel des besoins
- courbes hauteur-capacité-surface

II.12.1. Répartition mensuelle de l’apport de fréquence 80%

Tableau II.29 : La répartition mensuelle de l’apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

| mois | sep | oct | Nov | dec | jan | fev | mars | avr | mai | juin | juil | aout | année |
|-----------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|-------|
| A80% % | 5.42 | 7.74 | 12.89 | 15.47 | 14.73 | 11.69 | 10.58 | 10.93 | 7.36 | 1.44 | 0.73 | 1.04 | 100 |
| A80% | 1.32 | 1.89 | 3.15 | 3.77 | 3.59 | 2.85 | 2.58 | 2.67 | 1.8 | 0.35 | 0.18 | 0.25 | 24.4 |

II.12.2. Courbes caractéristiques de la retenue

C’est un paramètre très important dans l’étude d’un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d’eau en fonction de l’altitude et la surface inondée aussi.

L’approximation des volumes a été faite selon l’expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec :

- S_i : surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m²
- S_{i+1} : surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m²
- ΔH : Différence d’altitude entre les deux courbes de niveau successives
- ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur : H=f (V).
- courbe surface-hauteur : H=f(S)

Tableau II.30: Courbes topographiques et volumétriques.

| cote | Sm ² | S _{moy} (Km ²) | ΔH (m) | VHm ³ | mH) ev cumule ³) |
|------|-----------------|-------------------------------------|--------|------------------|------------------------------|
| 50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 70 | 0.42 | 0.21 | 20 | 4.2 | 4.2 |
| 90 | 0.81 | 0.62 | 20 | 12.4 | 16.6 |
| 110 | 0.93 | 0.87 | 20 | 17.4 | 34 |
| 130 | 1.1 | 1.02 | 20 | 20.4 | 54.4 |
| 150 | 1.65 | 1.38 | 20 | 27.6 | 82 |
| 170 | 1.82 | 1.74 | 20 | 34.8 | 116.8 |
| 190 | 2.24 | 2.03 | 20 | 40.6 | 157.4 |
| 200 | 3.76 | 3 | 10 | 30 | 187.4 |

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H$$

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure suivante

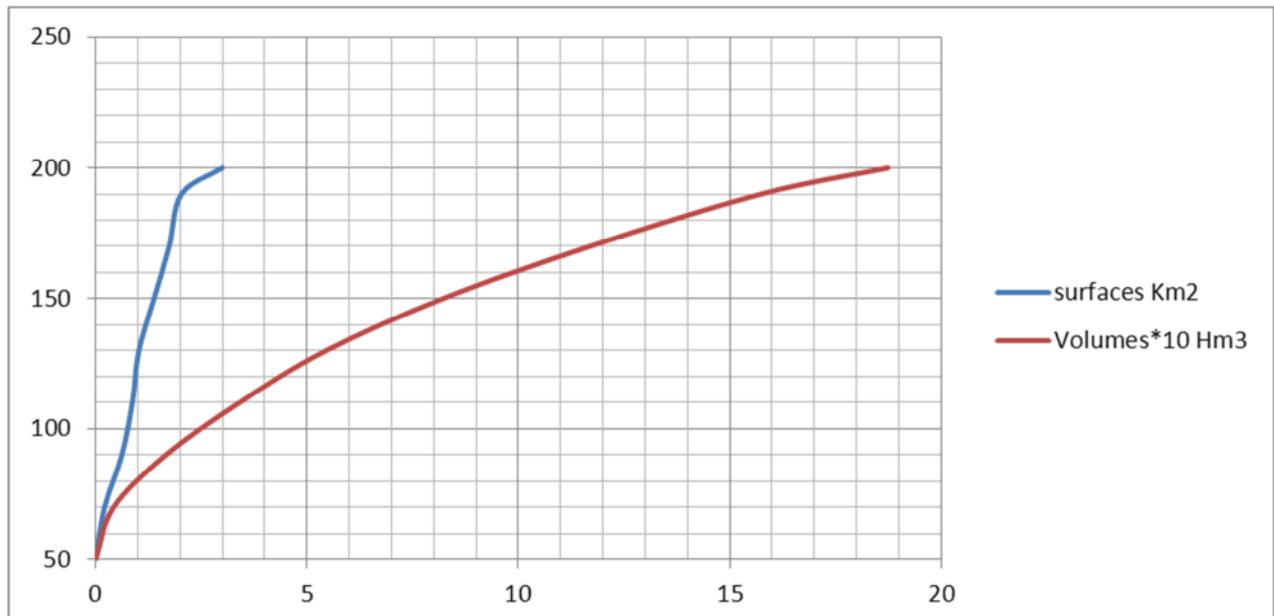


Figure.II.14. la courbe surface –hauteur/ capacité-Hauteur.

II.12.3. Volume mort

.le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans par: $V_m = 50.V_s$

$$V_{om}=6.59 \text{ hm}^3$$

II.12.4. Calcul du volume utile

II.12.4.1. Régularisation interannuelle

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

$$V_u (\text{inter}) = (B_s+B_{p l u r})W_o \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec:

B_s : composante saisonnière

B p l u r : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel

La composante interannuelle **B p l u r** est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov- Svaizé, cette composante **B p l u r** est fonction de : (P%, α,Cv, Cs,r)

α: Coefficient de régularisation.

P% : Probabilité de garantie

Cs : Coefficient d'asymétrie

Cv : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce

Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau II.31 : Tableau de Radkovitch r = f (M0) :

| | | | | | |
|--|-----|---------|--------|-------|-----|
| module spécifique M ₀ (l/s.km ²) | >20 | 20 - 10 | 10 – 4 | 4 - 1 | <1 |
| r | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 |

On a: **M0= 4.16 l/s/Km2** donc, r=0, 3

Donc on est dans le cas où Cs = 2 Cv et r = 0,3; on utilise les graphiques de Pléchkov qui donnant pour :

$$P=80\% \quad \alpha =0,9$$

$$Cv=0,44$$

$$Cs = 2 Cv=0.88$$

$$B_{p l u r}=0.35$$

$$V_{p l u r} = B_{p l u r} W_o =0.35 *38.02=13.31\text{Hm}^3$$

La composante saisonnière Bs

$$B_s= \alpha (T_{\text{èt}}-W_{\text{èt}})$$

T_{èt}=N_{èt}/12 : la durée relative de l'étiage au cours de l'année.

W_{èt}=ΣW_m/ΣW_{pm} : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

ΣW_m : l'apport pendant la période d'étiage.

ΣW_m : l'apport total pendant les 12 mois de l'année.

AN :

$$T_{et} = 7/12 = 0.58$$

$$W_{et} = 5,32/38,02 = 0.14$$

$$B_s = 0.4$$

$$V_u(\text{inter}) = (0.4 * 38.02) + (0.35 * 38.02) = 28.51 \text{Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_{u(\text{inter})}$ implique que :

$$V_{NNR} = 35.1 \text{Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$NNR = 110.38 \text{m.NGA}$$

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont :

$$NVM = 73.86 \text{m}$$

$$NNR = 110.38 \text{m}$$

$$\text{Volume mort} = 6.59 \text{Mm}^3$$

$$\text{Volume utile} = 28.51 \text{Mm}^3$$

$$\text{Volume normal de la retenue} = 35.1 \text{Mm}^3$$

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul du laminage des crues.

II.13. 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 temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (III.44)$$

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

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

Ou :

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

IL existe plusieurs procédés de laminage nous opterons pour les méthodes de Kotcherine et Celle de Hildenblate les résultats sont les suivants :

Méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (III-45)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0,49.

b: largeur du déversoir (en m).

H: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots \dots \dots (III-46)$$

H₀:charge globale.

V₀:vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ Avec: } S = b*H.$$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau II.32: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

| donnees | | largeur | hauteur | debit | surface | vitesse | Wd |
|--------------------------|--------------------|------------|---------|-------------------|-----------|-------------------|----------------|
| g | 9,81 | 20 | 2,1 | 132,100517 | 42 | 3,14525041 | 1830000 |
| α | 1 | 25 | 2 | 153,472505 | 50 | 3,0694501 | 1700000 |
| 2*g | 19,62 | 30 | 1,9 | 170,528604 | 57 | 2,99172989 | 1570000 |
| 2.g^{0,5} | 4,429446918 | 35 | 1,8 | 183,451971 | 63 | 2,91193605 | 1510000 |
| Q_{1%} | 1273,47 | 40 | 1,7 | 192,432735 | 68 | 2,82989317 | 1390000 |
| W_{1%} | 110027808 | 45 | 1,6 | 197,668773 | 72 | 2,74539963 | 1320000 |
| m= | 0,49 | 50 | 1,5 | 199,366632 | 75 | 2,65822176 | 1190000 |
| - | | 55 | 1,4 | 197,742638 | 77 | 2,5680862 | 1100000 |
| - | | 60 | 1,3 | 193,024243 | 78 | 2,47466979 | 990000 |
| - | | 65 | 1,2 | 185,451694 | 78 | 2,37758582 | 800000 |
| - | | 70 | 1,1 | 175,280114 | 77 | 2,27636512 | 690000 |
| - | | 75 | 1 | 162,782174 | 75 | 2,17042898 | 600000 |
| - | | 80 | 0,9 | 148,25158 | 72 | 2,05904972 | 500000 |
| - | | 85 | 0,8 | 132,007767 | 68 | 1,9412907 | 400000 |
| - | | 90 | 0,7 | 114,402404 | 63 | 1,81591117 | 290000 |
| - | | 95 | 0,6 | 95,8288024 | 57 | 1,68120706 | 190000 |
| - | | 100 | 0,5 | 76,7362525 | 50 | 1,53472505 | 90000 |

On fait le calcul en variant la largeur b de 20 m à 100 m selon la formule:

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

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.33 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

| uteur | vitesse | hauteur tot | | | debit m3/s | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|---------|-------------|--------|--------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| m | m/s | m | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |
| 1 | 3,15 | 1,00 | 43,7 | 54,6 | 65,5 | 76,4 | 87,4 | 98,3 | 109,2 | 120,1 | 131,0 | 142,0 | 152,9 | 163,8 | 174,7 | 185,7 | 196,6 | 207,5 | 218,4 |
| 1 | 3,07 | 1,48 | 78,2 | 97,7 | 117,3 | 136,8 | 156,3 | 175,9 | 195,4 | 215,0 | 234,5 | 254,1 | 273,6 | 293,1 | 312,7 | 332,2 | 351,8 | 371,3 | 390,9 |
| 2 | 2,99 | 1,96 | 118,8 | 148,5 | 178,1 | 207,8 | 237,5 | 267,2 | 296,9 | 326,6 | 356,3 | 386,0 | 415,7 | 445,4 | 475,1 | 504,8 | 534,4 | 564,1 | 593,8 |
| 2 | 2,91 | 2,43 | 164,7 | 205,8 | 247,0 | 288,1 | 329,3 | 370,5 | 411,6 | 452,8 | 494,0 | 535,1 | 576,3 | 617,5 | 658,6 | 699,8 | 740,9 | 782,1 | 823,3 |
| 3 | 2,83 | 2,91 | 215,3 | 269,1 | 322,9 | 376,7 | 430,6 | 484,4 | 538,2 | 592,0 | 645,8 | 699,7 | 753,5 | 807,3 | 861,1 | 914,9 | 968,8 | 1022,6 | 1076,4 |
| 3 | 2,75 | 3,38 | 270,2 | 337,8 | 405,4 | 472,9 | 540,5 | 608,0 | 675,6 | 743,2 | 810,7 | 878,3 | 945,8 | 1013,4 | 1081,0 | 1148,5 | 1216,1 | 1283,7 | 1351,2 |
| 4 | 2,66 | 3,86 | 329,2 | 411,5 | 493,8 | 576,1 | 658,4 | 740,7 | 823,0 | 905,4 | 987,7 | 1070,0 | 1152,3 | 1234,6 | 1316,9 | 1399,2 | 1481,5 | 1563,8 | 1646,1 |
| 4 | 2,57 | 4,34 | 392,0 | 489,9 | 587,9 | 685,9 | 783,9 | 881,9 | 979,9 | 1077,9 | 1175,9 | 1273,8 | 1371,8 | 1469,8 | 1567,8 | 1665,8 | 1763,8 | 1861,8 | 1959,8 |
| 5 | 2,47 | 4,81 | 458,2 | 572,8 | 687,3 | 801,9 | 916,5 | 1031,0 | 1145,6 | 1260,1 | 1374,7 | 1489,2 | 1603,8 | 1718,4 | 1832,9 | 1947,5 | 2062,0 | 2176,6 | 2291,2 |
| 5 | 2,38 | 5,29 | 527,9 | 659,8 | 791,8 | 923,8 | 1055,7 | 1187,7 | 1319,7 | 1451,7 | 1583,6 | 1715,6 | 1847,6 | 1979,5 | 2111,5 | 2243,5 | 2375,4 | 2507,4 | 2639,4 |
| 6 | 2,28 | 5,76 | 600,7 | 750,9 | 901,1 | 1051,3 | 1201,5 | 1351,6 | 1501,8 | 1652,0 | 1802,2 | 1952,4 | 2102,5 | 2252,7 | 2402,9 | 2553,1 | 2703,3 | 2853,4 | 3003,6 |
| 6 | 2,17 | 6,24 | 676,7 | 845,8 | 1015,0 | 1184,1 | 1353,3 | 1522,5 | 1691,6 | 1860,8 | 2030,0 | 2199,1 | 2368,3 | 2537,4 | 2706,6 | 2875,8 | 3044,9 | 3214,1 | 3383,3 |
| 7 | 2,06 | 6,72 | 755,5 | 944,4 | 1133,3 | 1322,2 | 1511,1 | 1699,9 | 1888,8 | 2077,7 | 2266,6 | 2455,5 | 2644,4 | 2833,2 | 3022,1 | 3211,0 | 3399,9 | 3588,8 | 3777,7 |
| 7 | 1,94 | 7,19 | 837,3 | 1046,6 | 1255,9 | 1465,2 | 1674,5 | 1883,8 | 2093,1 | 2302,5 | 2511,8 | 2721,1 | 2930,4 | 3139,7 | 3349,0 | 3558,3 | 3767,7 | 3977,0 | 4186,3 |
| 8 | 1,82 | 7,67 | 921,7 | 1152,2 | 1382,6 | 1613,0 | 1843,5 | 2073,9 | 2304,3 | 2534,8 | 2765,2 | 2995,6 | 3226,1 | 3456,5 | 3686,9 | 3917,4 | 4147,8 | 4378,2 | 4608,7 |
| 8 | 1,68 | 8,14 | 1008,9 | 1261,1 | 1513,3 | 1765,5 | 2017,8 | 2270,0 | 2522,2 | 2774,4 | 3026,6 | 3278,9 | 3531,1 | 3783,3 | 4035,5 | 4287,7 | 4540,0 | 4792,2 | 5044,4 |
| 9 | 1,53 | 8,62 | 1098,6 | 1373,3 | 1647,9 | 1922,6 | 2197,2 | 2471,9 | 2746,5 | 3021,2 | 3295,8 | 3570,5 | 3845,1 | 4119,8 | 4394,4 | 4669,1 | 4943,7 | 5218,4 | 5493,0 |

Tableau II.34 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

| h | Vch | q | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 | 95 | 100 |
|---|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 1830000 | 1066,2 | 43,7 | 54,6 | 65,5 | 76,4 | 87,4 | 98,3 | 109,2 | 120,1 | 131,0 | 142,0 | 152,9 | 163,8 | 174,7 | 185,7 | 196,6 | 207,5 | 218,4 |
| 1 | 1700000 | 1067,5 | 78,2 | 97,7 | 117,3 | 136,8 | 156,3 | 175,9 | 195,4 | 215,0 | 234,5 | 254,1 | 273,6 | 293,1 | 312,7 | 332,2 | 351,8 | 371,3 | 390,9 |
| 2 | 1570000 | 1068,8 | 118,8 | 148,5 | 178,1 | 207,8 | 237,5 | 267,2 | 296,9 | 326,6 | 356,3 | 386,0 | 415,7 | 445,4 | 475,1 | 504,8 | 534,4 | 564,1 | 593,8 |
| 2 | 1510000 | 1069,4 | 164,7 | 205,8 | 247,0 | 288,1 | 329,3 | 370,5 | 411,6 | 452,8 | 494,0 | 535,1 | 576,3 | 617,5 | 658,6 | 699,8 | 740,9 | 782,1 | 823,3 |
| 3 | 1390000 | 1070,6 | 215,3 | 269,1 | 322,9 | 376,7 | 430,6 | 484,4 | 538,2 | 592,0 | 645,8 | 699,7 | 753,5 | 807,3 | 861,1 | 914,9 | 968,8 | 1022,6 | 1076,4 |
| 3 | 1320000 | 1071,2 | 270,2 | 337,8 | 405,4 | 472,9 | 540,5 | 608,0 | 675,6 | 743,2 | 810,7 | 878,3 | 945,8 | 1013,4 | 1081,0 | 1148,5 | 1216,1 | 1283,7 | 1351,2 |
| 4 | 1190000 | 1072,5 | 329,2 | 411,5 | 493,8 | 576,1 | 658,4 | 740,7 | 823,0 | 905,4 | 987,7 | 1070,0 | 1152,3 | 1234,6 | 1316,9 | 1399,2 | 1481,5 | 1563,8 | 1646,1 |
| 4 | 1100000 | 1073,4 | 392,0 | 489,9 | 587,9 | 685,9 | 783,9 | 881,9 | 979,9 | 1077,9 | 1175,9 | 1273,8 | 1371,8 | 1469,8 | 1567,8 | 1665,8 | 1763,8 | 1861,8 | 1959,8 |
| 5 | 990000 | 1074,5 | 458,2 | 572,8 | 687,3 | 801,9 | 916,5 | 1031,0 | 1145,6 | 1260,1 | 1374,7 | 1489,2 | 1603,8 | 1718,4 | 1832,9 | 1947,5 | 2062,0 | 2176,6 | 2291,2 |
| 5 | 800000 | 1076,4 | 527,9 | 659,8 | 791,8 | 923,8 | 1055,7 | 1187,7 | 1319,7 | 1451,7 | 1583,6 | 1715,6 | 1847,6 | 1979,5 | 2111,5 | 2243,5 | 2375,4 | 2507,4 | 2639,4 |
| 6 | 690000 | 1077,5 | 600,7 | 750,9 | 901,1 | 1051,3 | 1201,5 | 1351,6 | 1501,8 | 1652,0 | 1802,2 | 1952,4 | 2102,5 | 2252,7 | 2402,9 | 2553,1 | 2703,3 | 2853,4 | 3003,6 |
| 6 | 600000 | 1078,3 | 676,7 | 845,8 | 1015,0 | 1184,1 | 1353,3 | 1522,5 | 1691,6 | 1860,8 | 2030,0 | 2199,1 | 2368,3 | 2537,4 | 2706,6 | 2875,8 | 3044,9 | 3214,1 | 3383,3 |
| 7 | 500000 | 1079,3 | 755,5 | 944,4 | 1133,3 | 1322,2 | 1511,1 | 1699,9 | 1888,8 | 2077,7 | 2266,6 | 2455,5 | 2644,4 | 2833,2 | 3022,1 | 3211,0 | 3399,9 | 3588,8 | 3777,7 |
| 7 | 400000 | 1080,3 | 837,3 | 1046,6 | 1255,9 | 1465,2 | 1674,5 | 1883,8 | 2093,1 | 2302,5 | 2511,8 | 2721,1 | 2930,4 | 3139,7 | 3349,0 | 3558,3 | 3767,7 | 3977,0 | 4186,3 |
| 8 | 290000 | 1081,4 | 921,7 | 1152,2 | 1382,6 | 1613,0 | 1843,5 | 2073,9 | 2304,3 | 2534,8 | 2765,2 | 2995,6 | 3226,1 | 3456,5 | 3686,9 | 3917,4 | 4147,8 | 4378,2 | 4608,7 |
| 8 | 190000 | 1082,4 | 1008,9 | 1261,1 | 1513,3 | 1765,5 | 2017,8 | 2270,0 | 2522,2 | 2774,4 | 3026,6 | 3278,9 | 3531,1 | 3783,3 | 4035,5 | 4287,7 | 4540,0 | 4792,2 | 5044,4 |
| 9 | 90000 | 1083,4 | 1098,6 | 1373,3 | 1647,9 | 1922,6 | 2197,2 | 2471,9 | 2746,5 | 3021,2 | 3295,8 | 3570,5 | 3845,1 | 4119,8 | 4394,4 | 4669,1 | 4943,7 | 5218,4 | 5493,0 |

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (III-47)$$

$Q_{\%}$:débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} :volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} :volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (III-48)$$

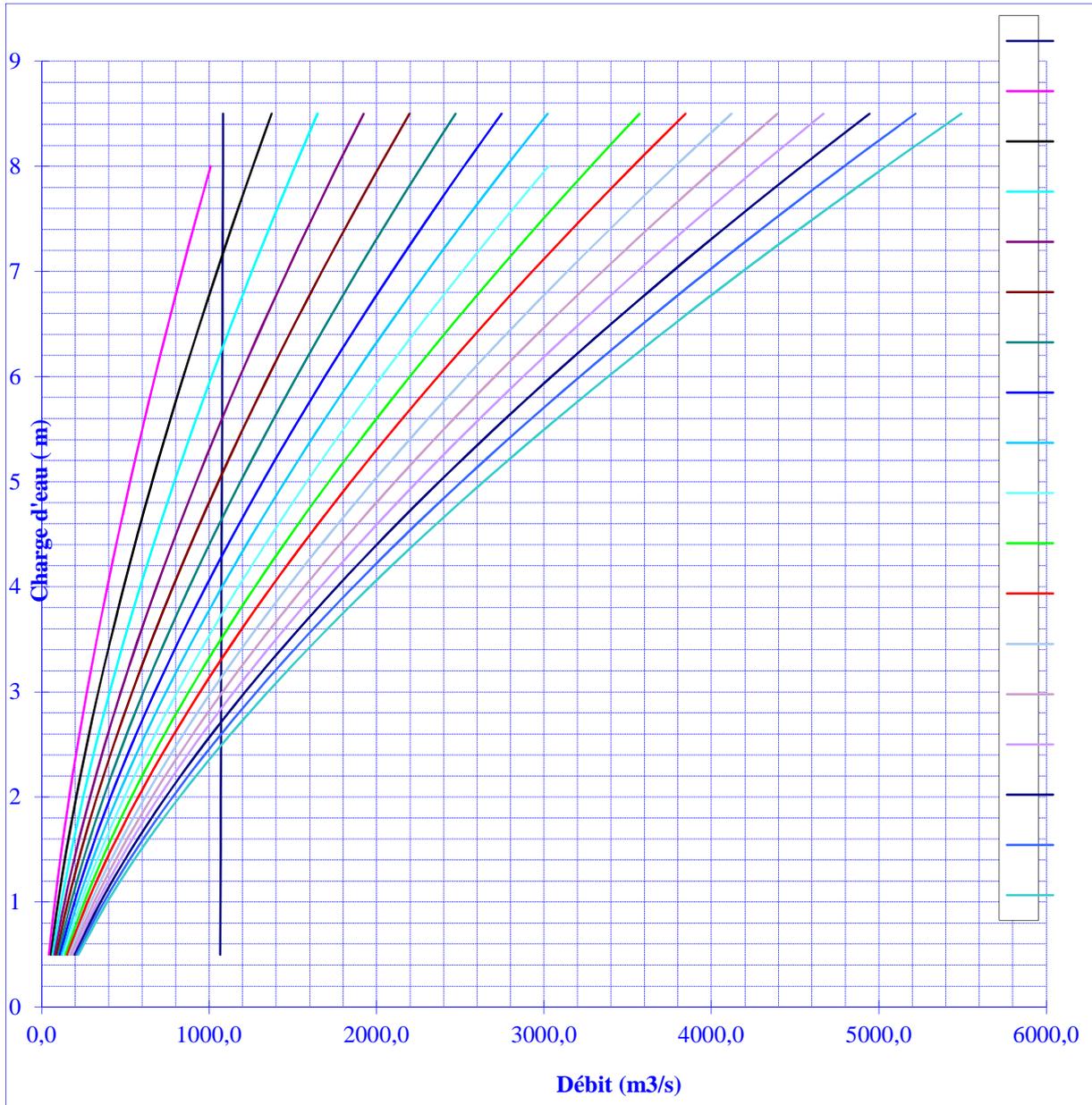
T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la fig III-21 la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir fig III-22).

Pour choisir la largeur de déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

Figure II.15. Courbes de $H=f(Q,q)$



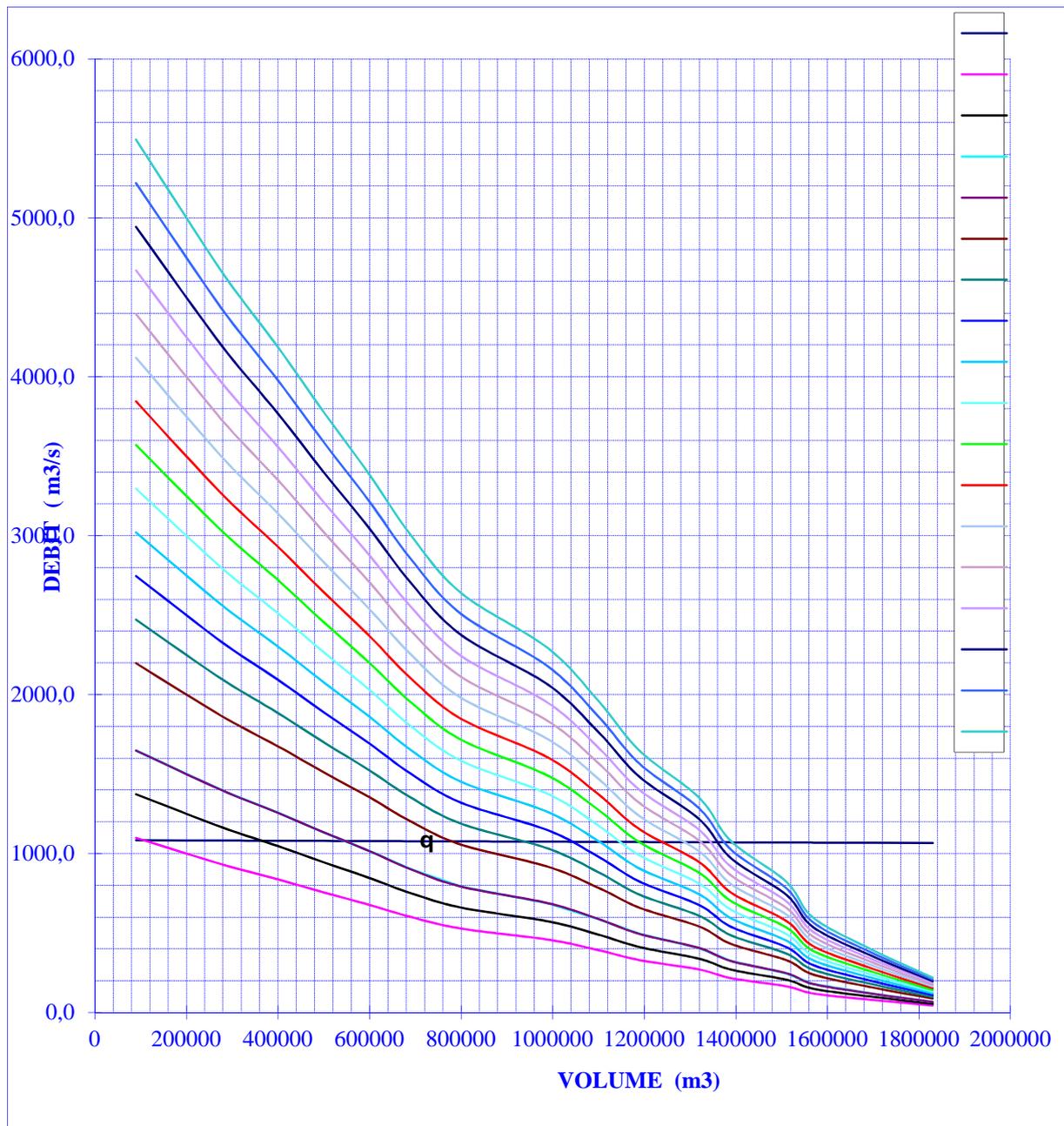


Figure .II.16 courbes $V=f(Q,q)$

Chapitre III Dérivation provisoire

Introduction :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

III .1) Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

3) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges où les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie de dérivation revêtu et deux batardeaux.

III.2) Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)}=646.22 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.3) Succession des travaux :

1^{ère} étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2^{ème} étape :

Construction d'une galerie sous la rive droite.

3^{ème} étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.
- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4^{ème} étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

III.4) Dimensionnement de la dérivation provisoire :

III.4.1) Dimensionnement de la galerie :

Le dimensionnement de la galerie choisir (galerie en section de fer de cheval)

Abaque de Q et V en fonction de H pour la section fer de cheval doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La dérivation provisoire doit permettre l'évacuation d'une crue vingtenale dont le débit de pointe est estimé à $646.22 \text{ m}^3/\text{s}$. ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 5%.

Par défaut d'absence de la courbe de tarage qui est dû à l'absence de jaugeage on est obligé à faire une courbe de tarage théorique en faisant des calculs hydrauliques.

On utilisant la formule de Chézy :

$$Q = SC\sqrt{RI}.$$

H : auteur d'eau dans l'oued (m).

S : section (m^2).

P : périmètre mouillé(m).

R : rayon hydraulique(m).

C : coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$).

Q : débit transité (m^3/s).

I : pente de l'oued.

Les résultats sont représenter dans le tableau III-01 et la courbe est dans la figure III-01

Tableau III.01 : Tarage de l'oued à l'aval du barrage.

| H(m) | S(m ²) | P(m) | R(m) | C(m ^{0.5} /s) | Q(m ³ /s) |
|------|--------------------|-------|------|------------------------|----------------------|
| 0 | 0 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 0.2 | 2.04 | 10.25 | 0.20 | 59.00 | 5.37 |
| 0.4 | 4.16 | 10.72 | 0.39 | 64.15 | 16.63 |
| 0.6 | 6.36 | 11.31 | 0.56 | 67.00 | 31.95 |
| 0.8 | 8.64 | 12.02 | 0.72 | 68.89 | 50.45 |
| 1 | 11 | 12.83 | 0.86 | 70.25 | 71.55 |
| 1.2 | 13.44 | 13.72 | 0.98 | 71.27 | 94.81 |
| 1.4 | 15.96 | 14.69 | 1.09 | 72.07 | 119.91 |
| 1.6 | 18.56 | 15.72 | 1.18 | 72.70 | 146.60 |
| 1.8 | 21.24 | 16.83 | 1.26 | 73.22 | 174.71 |
| 2 | 24 | 18 | 1.33 | 73.64 | 204.08 |
| 2.2 | 26.84 | 19.23 | 1.40 | 73.99 | 234.63 |
| 2.4 | 29.76 | 20.52 | 1.45 | 74.29 | 266.28 |
| 2.6 | 32.76 | 21.86 | 1.50 | 74.54 | 298.96 |
| 2.8 | 35.84 | 23.25 | 1.54 | 74.76 | 332.65 |
| 3 | 39 | 24.70 | 1.58 | 74.94 | 367.30 |
| 3.2 | 42.24 | 26.19 | 1.61 | 75.11 | 402.89 |
| 3.4 | 45.56 | 27.73 | 1.64 | 75.25 | 439.42 |
| 3.6 | 48.96 | 29.32 | 1.67 | 75.37 | 476.88 |
| 3.8 | 52.44 | 30.95 | 1.69 | 75.49 | 515.25 |
| 4 | 56 | 32.63 | 1.72 | 75.59 | 554.54 |
| 4.2 | 59.64 | 34.35 | 1.74 | 75.68 | 594.74 |
| 4.4 | 63.36 | 36.11 | 1.75 | 75.76 | 635.86 |
| 4.6 | 67.16 | 37.90 | 1.77 | 75.83 | 677.89 |
| 4.8 | 71.04 | 39.74 | 1.79 | 75.90 | 720.85 |
| 5 | 75 | 41.62 | 1.80 | 75.96 | 764.74 |
| 5.2 | 79.04 | 43.54 | 1.82 | 76.02 | 809.55 |
| 5.4 | 83.16 | 45.49 | 1.83 | 76.07 | 855.30 |
| 5.6 | 87.36 | 47.48 | 1.84 | 76.12 | 902.00 |
| 5.8 | 91.64 | 49.51 | 1.85 | 76.17 | 949.63 |
| 6 | 96 | 51.57 | 1.86 | 76.21 | 998.22 |

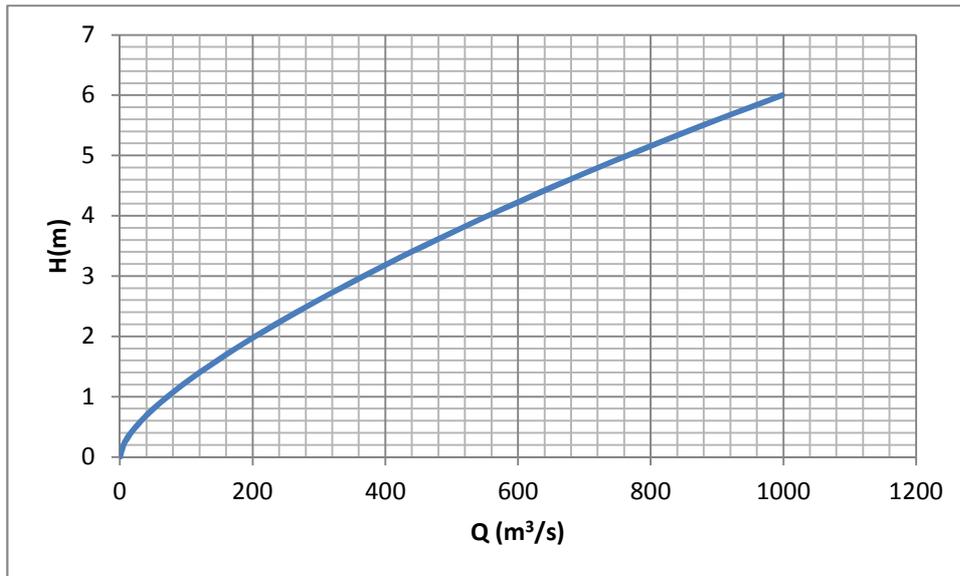


Figure III.1 : courbe de tarage de l’oued.

III.4.1.1) Laminage de Crue de Chantier :

L’écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

Calcul hydraulique de galerie :

a- l’écoulement à surface libre :

La première phase est celle où le niveau d’eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l’écoulement est à surface libre et sera régit par la formule suivante:

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué,

S : Section mouillée $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{rad} - \sin \theta^0)$.

R : Rayon hydraulique, $R_{cr} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{rad}$

C_{cr} : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : Coefficient de rugosité, $n = 0.017$.

I: pente du tunnel, $i = 0,01$.

La hauteur d’eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

b- l'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 365m]

I : pente de la galerie [I = 0,01]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

λ: coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

n= 0,0 17 m^{-1/3}.s Rugosité.

Tableau III.02 : Coefficient de débits

| Dg (m) | $\sum \xi_i$ | $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$ | $\frac{\lambda \cdot L}{D}$ | $(1 + \sum \xi_i + \lambda L/D) \cdot 0.5$ | $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$ |
|--------|--------------|---|-----------------------------|--|---|
| 2 | 1.5 | 0.0289 | 5.27 | 2.79 | 0.36 |
| 2.5 | 1.5 | 0.0268 | 3.91 | 2.53 | 0.40 |
| 3 | 1.5 | 0.0251 | 3.05 | 2.36 | 0.42 |
| 3.5 | 1.5 | 0.0238 | 2.48 | 2.23 | 0.45 |
| 4 | 1.5 | 0.0227 | 2.07 | 2.14 | 0.47 |

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2).$$

Tableau III.03 : $Q = f(D)$

| Dg(m) | μ | S [m ²] | $\mu.S\sqrt{2g}$ | Z [m] | Q [m ³ /s] |
|-------|-------|---------------------|------------------|--------|-----------------------|
| 2 | 0.36 | 3.14 | 4.98 | H+2.65 | $4.98.\sqrt{Z}$ |
| 2.5 | 0.40 | 4.91 | 8.57 | H+2.45 | $8.57.\sqrt{Z}$ |
| 3 | 0.42 | 7.07 | 13.25 | H+2.15 | $13.25.\sqrt{Z}$ |
| 3.5 | 0.45 | 9.62 | 19.05 | H+1.9 | $19.05.\sqrt{Z}$ |
| 4 | 0.47 | 12.56 | 25.96 | H+1.65 | $25.96.\sqrt{Z}$ |

Le laminage de la crue se fait comme suite :

À partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 5% on calcule le volume de la crue correspondante, et on tire toutes les hauteurs correspondantes à chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de montée (t=5,49heurs). De la courbe capacité-hauteur.

Tableau III.04: $H_{dev}=f(T)$

| temps | Qc(5%) | Qmoy(m3/s) | V m3 | Hdév (m) |
|-------|------------|------------|----------|----------|
| 0 | 0 | 10.72 | 21534 | 0.4 |
| 1 | 21,4405393 | 53.60 | 456700 | 1.5 |
| 2 | 85,7621574 | 139.36 | 1600560 | 2.6 |
| 3 | 192,964854 | 268 | 3450700 | 3.2 |
| 4 | 343,0486 | 439.52 | 7889000 | 7.5 |
| 5 | 536,013 | 591.11 | 10589000 | 11.9 |
| 5,49 | 646,22 | | | |

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.05: résultats de laminage

| Dg (m) | Z [m] | Q [m ³ /s] |
|--------|-------|-----------------------|
| 2 | 4.15 | 10.14 |
| 2.5 | 5.05 | 19.25 |
| 3 | 5.35 | 30.64 |
| 3.5 | 9.4 | 58.41 |
| 4 | 13.55 | 95.56 |

III.5) Batardeau :

En tout cas le Batardeau est conçu d'une manière générale pour permettre d'empêcher les eaux des crues de faire des dégâts dans le chantier.

Pour cela plusieurs variantes sont envisagés pour la construction de cet ouvrage particuliers, en dénombre :

- Batardeau avec des recharges tous venant muni d'un écran d'étanchéité en géomembrane, et géotextiles. (Voir plan). En raison de non disponibilité des informations sur le prix de ce dernier.
- Batardeau standard.

Pour la raison d'intégrer le batardeau avec le barrage on opte pour la deuxième variante.

III.5.1) Calcul de la revanche du batardeau :

➤ **Formule de Stevenson :**

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).}$$

H_v : hauteur des vagues (m). $H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F}$

F : fetch, F= 0,61km.

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1,5 + 2 H_v$.

On aura :

$H_v = 0,785\text{m}.. V = 3,07\text{m/s}.$

Donc **R=1,06m.**

➤ **Formule de Mallet –Paquant :**

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} \text{ (m)}$$

Avec :

H_v : hauteur des vagues (m). $H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} = 0,76\text{m}$

V : vitesse de propagation des vagues (m/s). $v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 1,00 \text{ m/s}$

Donc **R=0,81m.**

➤ **Formule simplifiée :**

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

Avec F=0,61km.

Donc **R=1,03m.**

Commentaire :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur R=1,00m comme revanche.

III.5.2) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

- Formule de KNAPPEN : $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)..... (1)
- Formule de PREECE : $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)..... (2)
- Formule simplifiée : $b = 3,6^3\sqrt{H_b} - 3$ (m)..... (3)

Tableau III.06 : tableau récapitulatif de la largeur en crête.

| Diamètre de la galerie (m) | Hauteur du batardeau (m) | Largeur en crête b (m) | | | |
|----------------------------|--------------------------|------------------------|------|-----|-------|
| | | (1) | (2) | (3) | Prise |
| 2 | 13.25 | 6 | 5 | 5.5 | 5.5 |
| 3 | 11.21 | 5.52 | 4.68 | 5 | 5 |

| | | | | | |
|---|------|-----|---|---|-----|
| 4 | 7.45 | 4.5 | 4 | 4 | 4.1 |
|---|------|-----|---|---|-----|

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche à la moyenne, on prend la valeur de: **b = 5 m.**

III.6) Calcul d'optimisation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

➤ **Hypothèses de calcul**

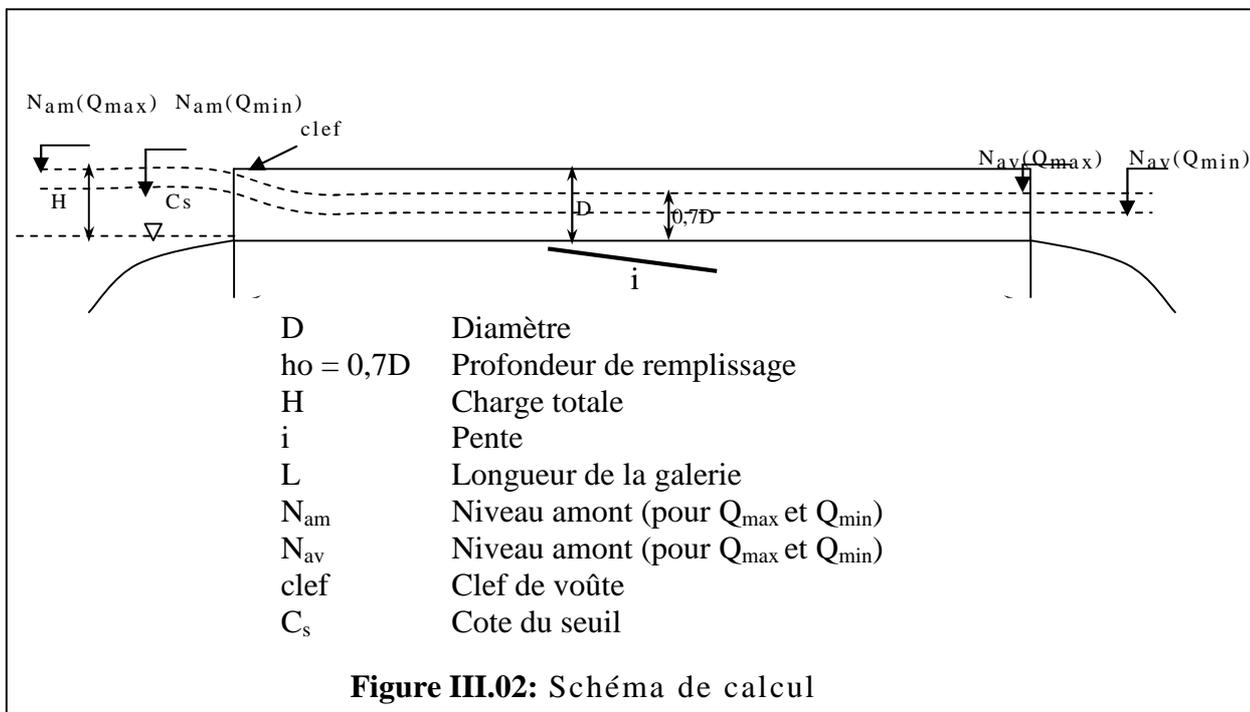
Les hypothèses de calcul sont les suivant :

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



Les résultats de calcul sont dans le tableau qui suit :

Tableau III.07 : Résultats de calcul d'optimisation.

| | | | | | | |
|----|---|-------------------------------|-----------|------------|------------|----------|
| 1 | Diamètre en m | 3 | 3.5 | 4 | 4.5 | 5 |
| 2 | Section du tunnel $A = \pi D^2/4$ (m ²) | 7.07 | 9.62 | 12.57 | 15.91 | 19.64 |
| 3 | Profondeur d'eau $h_0 = 0,7D$ (m) | 2.1 | 2.45 | 2.8 | 3.15 | 3.5 |
| 4 | Section mouillée $A1 = 0,74.A$ (m ²) | 5.23 | 7.12 | 9.30 | 11.77 | 14.53 |
| 5 | Rayon hydraulique $R_h = 0,3D$ (m) | 0.9 | 1.05 | 1.2 | 1.35 | 1.5 |
| 6 | Coefficient de chezy $C = 1/n R^{1/6}$ | 57.804 | 59.302 | 60.631 | 61.828 | 62.919 |
| 7 | Vitesse moyenne $V = Q_{max}/A1$ (m/s) | 18.267 | 13.420 | 10.275 | 8.118 | 6.576 |
| 8 | Pente $i = V^2/C^2R$ | 0.111 | 0.049 | 0.024 | 0.013 | 0.007 |
| 9 | Perte de charge linéaire $h_l = i.l$ (m) | 40.500 | 17.803 | 8.735 | 4.662 | 2.658 |
| 10 | P.d.C à l'entrée $Z_{entr} = V^2/2g\phi^2$ (m) | 11.86 | 9.43 | 8.32 | 9.36 | 8.6 |
| 11 | P.d.C total $Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m) | 52.36 | 27.23 | 17.06 | 14.02 | 11.26 |
| 12 | N Amont $N_{am} = Nav + Zo$ (m NGA) | 127.36 | 102.23 | 92.06 | 89.02 | 86.26 |
| 13 | N à entrée $N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA) | 115.50 | 92.80 | 83.74 | 79.66 | 77.66 |
| 14 | Cote du Seuil $C_s = N_I - h_0$ (m NGA) | 113.40 | 90.35 | 80.94 | 76.51 | 74.16 |
| | | B-VOLUMES DES TRAVEAUX | | | | |
| 15 | $H_{bat} = N_{am} + R - C_s$ | 14.96 | 12.88 | 12.12 | 13.51 | 13.10 |
| 16 | $S_{bat} F_{bat} = (10 + 3H_{bat}) \cdot H_{bat}$ (m ²) | 681.4048 | 507.6832 | 450.6832 | 557.5603 | 524.83 |
| 17 | Longueur du bat $L_{bat, moy}$ (m) plan T | 56 | 52 | 46 | 43 | 40 |
| 18 | Volume du bat $V_{bat} = L \cdot F$ (m ³) | 38158.6688 | 26399.526 | 20731.4272 | 23975.0929 | 20993.2 |
| 19 | Conversion en Vb $V'_{bat} = 0,1 V_t$ | 3815.8669 | 2639.95 | 2073.143 | 2397.509 | 2099.32 |
| 20 | Volume d'excavation du T $V_{tun} = L \cdot A$ | 395.892 | 500.3635 | 578.128 | 683.9752 | 785.5 |
| 21 | Conversion en Vb $V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$ | 57238.0032 | 39599.29 | 31097.1408 | 35962.6394 | 31489.8 |
| 22 | $S V' = V'_{bat} + V'_{tun}$ | 61053.8701 | 42239.242 | 33170.2835 | 38360.1486 | 33589.12 |

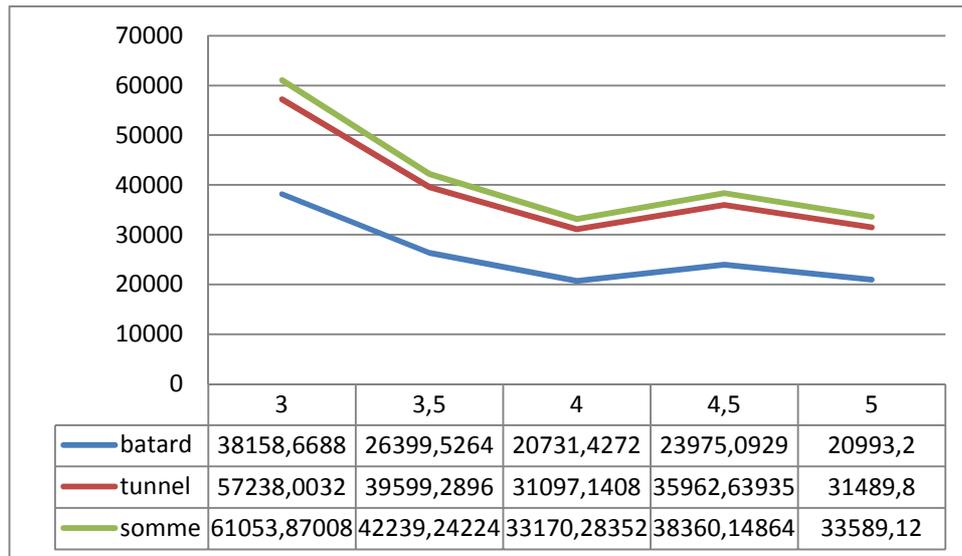


Figure III.3 : courbes d'optimisation

Conclusion :

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum à 4m ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à 12.12m.

III.7) Construction du batardeau :

Géométrie du batardeau:

Il s'agit d'un ouvrage en remblai constitué avec les matériaux graveleux tout venant prélevés sur le site lors de la réalisation des fouilles du barrage. Le couronnement du batardeau a une largeur de 5 m et les pentes des parement amont et aval sont respectivement 2,5H/1V et 1,5H/1V. L'étanchéité de la digue est assurée par une membrane PVC mise en place dans le corps de la digue au fur et à mesure de la montée du remblai et scellée avec un béton de blocage au niveau des fondations. Le parement amont comporte une protection en rip-rap.

III.8) Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :

Dans le cas de Souk Telata où la pente de la galerie de dérivation est relativement forte et égale à 1 %, il est aisé de vérifier que quel que soit le débit transité dans la plage des valeurs pour laquelle elle fonctionnera en écoulement libre et quel que soit le diamètre de la galerie retenue, l'écoulement sera toujours torrentiel.

Dans le cas d'un écoulement libre dans la galerie de dérivation, Il résulte de ce qui précède que quels que soient les débits évacués, la section de contrôle de l'écoulement dans la galerie est toujours située à l'entrée de la galerie.

III.9) Ouvrage de restitution :

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

Vu la nature du sol au niveau du lit de l'oued du côté aval de la digue qui est un substratum rocheux, dont le risque d'érosion y est moindre, d'où l'implantation d'un bassin d'amortissement n'est pas une nécessité.

Conclusion :

D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre le plus économique est 4m, on remarque aussi qu'on ne peut pas aller au dessous de ce diamètre car dans ce cas l'anomalie réside dans le temps de réalisation du batardeau, car si on a un batardeau qui dépasse les 12 m de hauteur le chantier de ce dernier doit aussi avoir une dérivation qui n'est pas du tout économique.

Donc on optera pour le diamètre 4m d'une galerie à section fer de cheval avec une hauteur du batardeau qui est de 12.12m qui a une crête de 5m de largeur et des pentes de talus qui sont de 2.5,1.5.

III.10) Revêtement du Tunnel de dérivation :

Dans ce paragraphe sont évoqués les principaux paramètres intervenant dans le choix et le dimensionnement du soutènement et du revêtement à appliquer le long de la galerie, et dont les études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques doivent permettre la détermination.

III.10.1) Soutènement :

Le soutènement a pour but :

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie,
- D'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations,
- De protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

Bien évidemment les besoins en soutènement sont directement fonction de la nature lithologique et de l'état des matériaux encaissant l'excavation.

Plus particulièrement interviennent :

- La résistance de la roche, exprimée le plus souvent sous forme d'une résistance à la compression simple pour les roches R_c ou sous forme de caractéristiques de cisaillement C et ϕ pour les sols, les roches tendres ainsi que pour les surfaces de discontinuité ;
- Les contraintes en place qui, comparées aux valeurs de résistance de la roche, permettent de juger de la stabilité à court terme de l'excavation.
- La déformabilité de la roche déterminée sur éprouvette en laboratoire ou celle du massif déterminée par des essais en sondages ou en galerie de reconnaissance, nécessaires pour appréhender les déformations radiales (convergence relative) susceptibles de se développer à partir du contour de l'excavation ;
- La fracturation qui, indépendamment de la résistance, peut contribuer selon son intensité à des états d'instabilité plus ou moins défavorables ; la quantification de cette fracturation peut être approchée par plusieurs indices, comme indiqué au sous-chapitre "I. Etude géotechnique".
- Les conditions hydrogéologiques : position du tunnel par rapport aux nappes phréatiques sises dans le massif, perméabilité en grand du matériau encaissant, charge hydraulique susceptible de s'exercer au

droit de l'ouvrage, phénomènes liés aux circulations d'eau : karstification, dissolution, délitage, gonflement...

III.10.2) Revêtement :

Les fonctions du revêtement sont très diverses et peuvent varier notablement d'un ouvrage à l'autre.

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent permettre de justifier la stabilité à long terme du revêtement lorsque le soutènement n'est pas en mesure d'assurer la stabilité de l'excavation de manière définitive, c'est-à-dire :

- Lorsque le revêtement est mis en place rapidement à l'avancement, derrière un bouclier par exemple ou avant qu'un équilibre se soit instauré entre terrain et soutènement;
- Lorsque le massif encaissant est affecté par un comportement différé très actif résultant du fluage, d'efforts tectoniques ou du gonflement par exemple ;
- Lorsque l'action du soutènement est supposée diminuer dans le temps en raison d'une dégradation de ses constituants : corrosion des boulons, altération des scellements, délavage du béton projeté... etc ;
- Lorsque le tunnel est implanté dans une zone sismique active ;
- Lorsque la charge hydraulique susceptible de s'exercer sur l'ouvrage définitif est très importante.

III.10.3) Caractérisation géomécanique de tous les matériaux :

Il s'agit pour chacune des couches de terrain intervenant dans la stabilité de l'excavation et (ou) dans le développement des déformations en surface, de déterminer les valeurs des caractéristiques géomécaniques nécessaires à la définition du projet du point de vue des moyens à mettre en œuvre, des techniques à appliquer et du dimensionnement des soutènements et revêtements.

Les principales caractéristiques géo-mécaniques sont les suivantes :

- Résistance à la compression,
- Résistance à la traction,
- Caractéristiques de cisaillement C et ϕ ,
- Etat de contrainte en place,
- Module de déformabilité,
- Coefficient de Poisson,
- Fracturation du massif,
- Caractéristiques hydrogéologiques : perméabilité et valeur de la charge hydraulique,
- Sensibilité à l'eau,
- Teneur en minéraux gonflants et potentiel de gonflement,
- Dureté et abrasivité,
- Fluage,
- Porosité,
- Injectabilité.

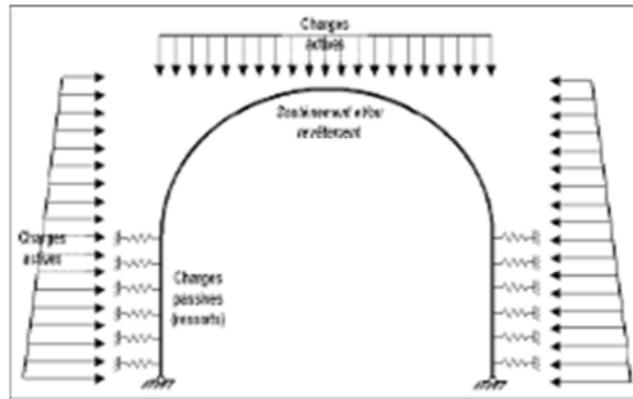


Figure III.4. Répartition des charges au pourtour d'un tunnel.

III.10.4) Données de départ :

1. Le diamètre intérieur $D_{int} = 4 \text{ m}$
2. La charge piezométrique interne $P = 4 \text{ bar} = 40 \text{ m} = 4 \text{ kgf/cm}^2$.
3. Le type du sol est "Grès burdigaliens"
4. Le coefficient de solidité $f_r = 3$ (coefficient de frottement).
5. Le coefficient de réaction spécifique $K_0 = 150 \text{ kgf/cm}^3 \cdot \text{m}$

Le coefficient de réaction élastique :

- Interne $K_{int} = K_0/R_{int} = 150/2 = 75 \text{ kgf/cm}^2$.
- Externe $K_{ext} = K_0/R_{ext}$

6. Poids volumique de sol $\gamma_s = 2,13 \text{ T/m}^3$.
7. Poids volumique de béton $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$.
8. Le module d'élasticité de béton $E_b = 180000 \text{ kgf/cm}^2$.
9. La contrainte de traction de référence $\delta_b = 17,5 \text{ kgf/cm}^2$.

Note: nous supposons que le tunnel est de forme circulaire et on effectue notre calcul pour cinq sections diamétrales suivantes :

- a). $\varphi = 0^\circ$ b). $\varphi = 45^\circ$ c). $\varphi = 90^\circ$ d). $\varphi = 135^\circ$ e). $\varphi = 180^\circ$

1-Détermination préalable de l'épaisseur de revêtement :

D'après les diagrammes (fig.10 de polycopie) on a :

a) d'après la courbe (A) on a: $n = 0.742$ [$k_{int}=75\text{kgf/cm}^2$]

Donc la pression supporté par le revêtement $P_0 = n \cdot p = 0.742 \cdot 4 \Rightarrow P_0 = 2.97 \text{ bar}$.

b) d'après la courbe (B) $e = 0,13 \cdot D_{int} = 0,13 \cdot 4 \Rightarrow e = 0,52\text{m}$.

2- Détermination de la pression verticale du terrain :

$$R_{int} = 2 \text{ m}$$

$$R = 2,26 \text{ m, on prend } R = 2.30\text{m}$$

$$R_{ext} = 2.52 \text{ m donc : } R_{ext} = 2.50\text{m}$$

Pour le calcul de la pression verticale de terrain on utilise la formule suivantes :

$$q_1 = \beta \gamma_s \frac{L}{2f_r}$$

Avec:

$$\beta = 0.7 \text{ car : } \beta_0 = D_{int} = 4 \text{ m} < 6 \text{ m.}$$

$$L = D_{ext} = D_{int} + (2 \cdot e) = 4 + (2 \cdot 0.5) \rightarrow L = 5 \text{ m.}$$

A.N:

$$q_1 = 0.7 \cdot 2.7 \cdot \frac{5}{2 \cdot 4} \Rightarrow q_1 = 1.18 \text{ Tf/m}^2$$

3- Détermination des charges dues à la pression du terrain en tenant compte de la réaction élastique du terrain :

Le coefficient de réaction élastique du rocher sur le diamètre extérieure du tunnel est égale à :

$$K_{ext} = \frac{K_0}{R_{ext}} = 150/2.5 = 60 \text{ kgf/cm}^3 \Rightarrow K_{ext} = 6.10^4 \text{ Tf/m}^3$$

Pour la détermination du moment fléchissant et de l'effort normal dans les sections demandé on utilise les relations suivantes :

$$M = q \cdot R_{ext} \cdot R [A \cdot a + B + C \cdot n \cdot (1 + a)]$$

$$N = q \cdot R_{ext} [D \cdot a + E + F \cdot n(1 + a)]$$

Avec: $a = 2 - \frac{R_{ext}}{R}$

$$n = \frac{R^3 \cdot R_{ext} \cdot K_{ext} \cdot b}{0,0641 \cdot R^3 \cdot R_{ext} \cdot K_{ext} \cdot b + E \cdot I}$$

q : Pression verticale uniformément répartie du terrain.

R : Rayon de la fibre centrale de revêtement.

b : Largeur de branche de calcul de la section de revêtement (1m).

I : Moment d'inertie de la section de revêtement.

$$I = \frac{b \cdot e^3}{12} \Rightarrow I = 0,010 \text{ m}^4$$

| ϕ | A | B | C | D | E | F |
|----------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|
| 0 | 0,1628 | 0,0872 | -0,00700 | 0,2122 | -0,2122 | 0,02100 |
| $\pi/4$ | -0,0250 | 0,0250 | -0,00084 | 0,1500 | 0,3500 | 0,01485 |
| $\pi/2$ | -0,1250 | -0,1250 | 0,00825 | 0,0000 | 1,0000 | 0,00575 |
| $3\pi/4$ | 0,0250 | -0,0250 | 0,00022 | -0,1500 | 0,9000 | 0,01380 |
| π | 0,0872 | 0,1620 | -0,00837 | -0,2122 | 0,7122 | 0,02240 |

A.N:

$$a = 2 - \frac{R_{ext}}{R} = 2 - (2.5/2) = 0,75 \quad \text{Donc : } a = 0,75$$

$$n = \frac{2^3 * 2,5 * 6.10^4 * 1}{(0,0641 * 2^3 * 2,5 * 6.10^4 * 1) + 18.10^5 * 0,010} = 12,64$$

Donc : **n = 12,64.**

On remplace les valeurs de A, B, C, D, E, F du tableau N° 01 avec les valeurs trouvées, on obtient les valeurs représentées dans le tableau suivant (tableau III.8):

| ϕ | M (Tf.m) | N (Tf) |
|----------|----------|--------|
| 0 | 0,32 | 1,21 |
| $\pi/4$ | -0,07 | 2,33 |
| $\pi/2$ | -0,21 | 3,33 |
| $3\pi/4$ | -0,01 | 3,22 |
| π | 0,25 | 3,09 |

4- Détermination des charges dues à la pression hydrostatique dans le tunnel :

On a:

$$M = -N \cdot \frac{i^2}{R}$$

$$N = - \frac{P \cdot R_{int}}{1 + \omega \cdot K_{int} \cdot R_{ext}}$$

$$i^2 : \text{rayon gèration } i^2 = I/S = \frac{0,010}{1 \cdot 0,52} \Rightarrow i^2 = 0,02\text{m}^2.$$

$$\omega = \frac{R \left(1 + \frac{i^2}{R^2} \right)}{E \cdot F} = \frac{2.3 \left(1 + \frac{0,02}{2.3^2} \right)}{18 \cdot 10^5 \cdot 0.52} \Rightarrow \omega = 2,46 \cdot 10^{-6}$$

$$N = -\frac{40 \cdot 2}{1 + 2,46 \cdot 10^{-6} \cdot 6 \cdot 10^4 \cdot 2.5} \Rightarrow N = -58.44 \text{ Tf}$$

Donc: **N = -58.44 Tf**

$$M = -\left(-58.44 \frac{0,02}{2,3} \right) = 0,51 \text{ Tf} \cdot \text{m}$$

Donc : **M = 0,51 Tf.m**

5- Détermination des charges dues au poids propre du revêtement:

On a:

$$M = g \cdot R^2 (A_1 + B_1 \cdot n)$$

$$N = g \cdot R (C_1 + D_1 \cdot n)$$

g : poids de 1 m² de revêtement sur 1 ml du tunnel

$$(g = \gamma_b \cdot V = \gamma_b \cdot e = 2,4 \cdot 0.52 \Rightarrow g = 1,248 \text{ Tf})$$

Les coefficients A₁, B₁, C₁, D₁ sont tirés du tableau suivant (tableau N°III.9):

| ϕ | A ₁ | B ₁ | C ₁ | D ₁ |
|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 0 | 0,3447 | -0,02198 | -0,1667 | 0,06592 |
| $\pi/4$ | 0,0334 | -0,00267 | 0,3375 | 0,04661 |
| $\pi/2$ | -0,3928 | 0,02589 | 1,5708 | 0,01804 |
| $3\pi/4$ | -0,0335 | 0,00067 | 1,9186 | 0,04220 |
| π | 0,4405 | -0,02620 | 1,7375 | 0,07010 |

On remplace les valeurs de A₁, B₁, C₁ et D₁ du tableau N° 9 avec les valeurs trouvées, on obtient les valeurs représentées dans le tableau suivant (tableau N° III.10)

| ϕ | M (Tf.m) | N (Tf) |
|----------|--------------|-------------|
| 0 | 0,44 | 1,91 |
| $\pi/4$ | 0,00 | 2,66 |
| $\pi/2$ | -0,43 | 5,16 |
| $3\pi/4$ | -0,17 | 7,04 |
| π | 0,72 | 7,53 |

6- Détermination des charges dues au poids de l'eau dans le tunnel :

$$M = \varpi \cdot R_{int}^2 \cdot R (A_2 + B_2 \cdot n)$$

$$N = \varpi \cdot R_{int}^2 (C_2 + D_2 \cdot n)$$

ϖ : poids volumique de l'eau ($\varpi = 1 \text{ Tf/m}^3$).

Les coefficients A_2, B_2, C_2, D_2 sont tirés du tableau suivant (Tableau N° III.11):

| ϕ | A_2 | B_2 | C_2 | D_2 |
|----------|----------|----------|----------|---------|
| 0 | 0,17240 | -0,01097 | -0,58385 | 0,03294 |
| $\pi/4$ | 0,01673 | -0,00132 | -0,42771 | 0,02329 |
| $\pi/2$ | -0,19638 | 0,01294 | -0,21460 | 0,00903 |
| $3\pi/4$ | -0,01679 | 0,00036 | -0,39413 | 0,02161 |
| π | 0,22027 | -0,01312 | -0,63125 | 0,03509 |

On remplace les valeurs de A_2, B_2, C_2 et D_2 du tableau N° 10 avec les valeurs trouvées, on obtient les valeurs représentées dans le tableau suivant (tableau N° III.11):

| ϕ | M (Tf.m) | N (Tf) |
|----------|----------|--------|
| 0 | 0,32 | -0,67 |
| $\pi/4$ | 0,00 | -0,53 |
| $\pi/2$ | -0,31 | -0,40 |
| $3\pi/4$ | -0,12 | -0,48 |
| π | 0,51 | -0,75 |

Le calcul des différentes charges étant effectué pour la détermination de la contrainte normale dans le revêtement grâce à la formule suivante :

$$\sigma = \frac{\sum M}{m * W_r} \pm \frac{\sum N}{F_r}$$

m : coefficient dépendant des dimensions et forme de la section transversale de la construction est compris entre 1,5 et 2 (dans notre cas $m = 1,5$).

W_r : moment réduit de résistance ($W_r = 1,18 * W$).

W : moment résistant ($W = b * e^2/6$).

F_r : section réduit de calcul ($F_r = 1,08 * F$).

F : section de calcul ($F = 1 * e$).

A.N.:

$$W_r = 1,18 \cdot W = 1,18 \cdot 0,52^2 \cdot \frac{1}{6} \Rightarrow W_r = 0,053 \text{ m}^3.$$

$$F_r = 1,08 \cdot F = 1,08 \cdot 1 \cdot 0,52 \Rightarrow F_r = 0,56 \text{ m}^2.$$

$$\sigma = \frac{\sum M}{0,144} \pm \frac{\sum N}{0,756}$$

Le calcul final des contraintes normales est effectuée et ses résultants représenté dans le tableau suivant (tableau N° III.12):

Tableau III 12 :Le calcule finale des contraintes :

| Charge | $\varphi = 0^\circ$ | | $\varphi = \pi/4$ | | $\varphi = \pi/2$ | | $\varphi = 3\pi/4$ | | $\varphi = \pi$ | |
|---|---------------------|--------|-------------------|--------|-------------------|--------|--------------------|--------|-----------------|--------|
| | M | N | M | N | M | N | M | N | M | N |
| Pression de terrain | 0,32 | 1,21 | -0,07 | 2,33 | -0,21 | 3,33 | -0,01 | 3,22 | 0,25 | 3,09 |
| Pression Hydrostatique | 0,51 | -58,44 | 0,51 | -58,44 | 0,51 | -58,44 | 0,51 | -58,44 | 0,51 | -58,44 |
| Poids propre de l'eau dans Le tunnel | 0,32 | -0,67 | 0,00 | -0,53 | -0,31 | -0,40 | -0,12 | -0,48 | 0,51 | -0,75 |
| Poids propre du revêtement | 0,44 | 1,91 | 0,00 | 2,66 | -0,43 | 5,16 | -0,17 | 7,04 | 0,72 | 7,53 |
| Σ | 1,59 | -55,98 | 0,44 | -53,98 | -0,45 | -50,35 | 0,22 | -48,66 | 1,99 | -48,57 |
| Contraintes normales | -63,00 | | -68,38 | | -69,71 | | -62,83 | | -50,39 | |
| | 85,10 | | 74,43 | | 63,50 | | 65,90 | | 78,10 | |

7- vérification de la résistance a la fissuration :**7-1- Vérification selon la première catégorie des états-limites (états-limites ultimes) :**

$$k \cdot n \left(\frac{M}{W_T} - \frac{N}{F} \right) \leq \varphi \cdot \gamma \cdot m_h \cdot m \cdot R_c$$

K : coefficient de sécurité (pour un ouvrage de 4^{ème} classe K=1,1).

n : coefficient de surcharge (n=1).

φ : coefficient qui tient compte la flexion des éléments et dépend de la forme de la section (pour un section circulaire $\varphi = 1$).

γ : coefficient qui tient compte des déformations plastique du béton et dépend de la forme et du rapport des dimensions de la section.

$$\delta = 2 - 0,4 \cdot \frac{D_{int}}{D_{ext}} = 2 - 0,4 \cdot 4/5 = 1,68$$

m_h : coefficient qui tient compte de la hauteur de la section .

$$m_h = 0,9 + 1/D_{ext} = 0,9 + 1/5 = 1,1 \text{ car } h > 1m.$$

m : coefficient de condition d'utilisation (pour les zones non sismiques m=1).

R_c : résistance de calcul à la traction axiale ($R_c=7,5 \text{ kgf/cm}^2$ pour la première catégorie).

Pour la vérification on prend la plus grande valeur de contrainte donc on prend :

$$\sigma_{ext} = 85.10 \text{ Tf/m}^2 \text{ (} \varphi = 0 \text{)}.$$

A.N :

$$1,1 * 1 * 85.10 \leq 1 * 1,68 * 1,1 * 1 * 7,5.10^1 \Rightarrow 93.61 < 138,6$$

L'inégalité est largement vérifiée, par conséquent elle le sera pour toutes les autres sections vu que le membre droit de l'inégalité ne change pas.

7-2- vérification selon la deuxième catégorie des états-limites (états-limites d'utilisation) :

C'est la condition d'apparition de fissuration qui s'exprime par l'inégalité suivante :

$$n * \left(\frac{N * e}{W_r} - \frac{N}{F_r} \right) \leq m_h * \gamma * R_{cII}$$

Avec R_{cII} : résistance de calcul à la traction axiale pour la 2^{ème} catégorie ($R_{cII} = 11,5 \text{ kgf/cm}^2$).

On obtient donc pour la section la plus dangereuse ($\varphi=0$) :

$$1 \cdot \left(\frac{-55.98 \cdot 0,52}{0,053} - \frac{-55.98}{0,56} \right) \leq 1,1 * 1,68 * 11,5.10^1 \Rightarrow -449.27 \leq 212,52$$

L'inégalité est vérifiée, pour la section la plus dangereuse, elle le sera a fortiori pour toutes autres sections

V-1) Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

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.

V-2) Travaux préparatoires :

- Installation du chantier, parc à matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers ;
- Mise en place des pistes et accès au site ;
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes) ;
- Préparation des zones d'emprunts ;
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue ;
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage.

V-2-1) Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau :

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre 300mm, munie de redans anti-renards, prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 120mm, la prise est faite par simple piquage à l'aval. Il est préférable en premier lieu de construire la vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapas de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique ;
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace ;

- Pose des conduites (montage) ;
- Réalisation du remblai déverse en argile ;
- Exécution de la prise d'eau ;
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes ;
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

V-2-2) Réalisation de l'évacuateur de crue :

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent pas le niveau normal.

Etapas de réalisation :

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou des DOZERS ;
- Aménagement du fond du canal ;
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains ;
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints ;
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

V-2-3) Réalisation du corps du barrage :

- Remblaiement de la clé d'étanchéité et des fondations jusqu'au terrain naturel ;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond ;
- Approvisionnement des matériaux filtrants ;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied) ;
- Mise en place de revêtement des talus ;
- Mise en place des équipements hydromécaniques ;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

V-2-4) Recommandation pour l'exécution de la digue :

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successif ;
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte ;

- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai ;
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieure de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration.

V-2-5) Contrôle de compactage :

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectées conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux etc ...

Il portera sur les points suivants :

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandus avant le compactage ;
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passages au rouleau compacteur ;
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

V-2-6) Les engins utilisés :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des dozers ;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro ;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne ;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à chenilles et à pieds pour les argiles.

V-3) Planification :

V-3-1) Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

V-3-2) Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

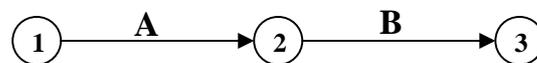
V-3-2-1) méthodes basées sur le réseau :

V-3-2-1-1) Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

a)° Réseau à flèches :

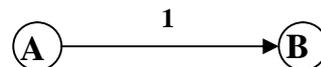
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

b)° Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

V-3-2-1-2) Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ***Etablissement d'une liste des tâches :***

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet ;

- ***détermination des tâches antérieures :***

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes ;

- ***Construction des graphes partiels ;***
- ***Regroupement des graphes partiels ;***
- ***Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;***
- ***Construction du réseau.***

V-3-2-1-3) Différentes méthodes basées sur le réseau :

V-3-2-1-3-1) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

V-3-2-1-3-2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

V-3-2-1-3-3) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method) :

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

V-3-2-2) Méthodes basées sur le graphique :**V-3-2-2-1) Méthode linéaire (ligne of balance technic) :**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

V-3-2-2-2) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

V-3-2-3) les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

V-3-1-3-1) collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

V-3-1-3-2) décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

V-3-1-3-3) relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

V-3-1-3-4) choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

V-3-3) les paramètres de la méthode C.P.M (Critical Path Methode) :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

| | |
|-------------|-------------|
| DCP | TR |
| DFP | DCPP |
| DFPP | MT |

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

V-3-3-1) Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

V-3-3-2) Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N.R}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ R = \text{Rendement} \\ N = \text{Norme de travail} \end{cases}$$

V-3-4) les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

V-3-4-1) plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

V-3-4-2) plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

V-3-4-3) plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

V-4) délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne escient la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

V-5) Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (V-01) : Symboles des opérations

| Symboles | Opérations | Durée (jours) |
|-----------------|---|----------------------|
| I.C | Installation de chantier | 30 |
| P.C | Pose conduite de la vidange de fond | 25 |
| E.P | Exécution de la prise d'eau | 30 |
| B.A | Exécution du bassin d'amortissement | 40 |
| E.F | Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue | 55 |
| C.F | Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue | 60 |
| B.E | Bétonnage de l'évacuateur de crue | 75 |
| E.C | Excavation du tranché de la clé d'étanchéité | 40 |
| R.C | Remblais de la clé d'étanchéité | 40 |

| | | |
|-----|--|----|
| R.B | Remblais du barrage, et prisme de drainage | 90 |
| R.T | Revêtement sur les talus (amont, aval) | 55 |
| E.H | Équipements hydromécaniques | 45 |
| T.F | Travaux de finitions | 40 |

V-6)

Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau (V-02) : Détermination des chemins critiques

| Opération | TR | D.P | | D.P.P | | M.T |
|-----------|----|-------|-------|---------|---------|-----|
| | | D.C.P | D.F.P | D.C.P.P | D.F.P.P | |
| I.C | 30 | 0 | 30 | 0 | 30 | 0 |
| E.F | 55 | 30 | 85 | 165 | 220 | 135 |
| E.C | 40 | 30 | 70 | 30 | 70 | 0 |
| C.F | 60 | 85 | 145 | 220 | 280 | 135 |
| B.E | 75 | 145 | 220 | 280 | 355 | 135 |
| R.C | 40 | 70 | 110 | 70 | 110 | 0 |
| P.C | 25 | 110 | 135 | 110 | 135 | 0 |
| E.P | 30 | 135 | 165 | 135 | 165 | 0 |
| R.B | 90 | 165 | 255 | 165 | 255 | 0 |
| R.T | 55 | 255 | 310 | 255 | 310 | 0 |
| E.H | 45 | 310 | 355 | 310 | 355 | 0 |
| B.A | 40 | 165 | 205 | 315 | 355 | 150 |
| T.F | 40 | 355 | 395 | 355 | 395 | 0 |

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale :

$$DTR = \sum TR = 30 + 40 + 40 + 25 + 30 + 90 + 55 + 45 + 40 = 395 \text{ jours.}$$

Le délai de construction du barrage de Ksar Sbahi en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 14 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

Tableau (V-03) : Programme des travaux pour la réalisation

| N° | Opération | Durée (jour) | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----------|--------------|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--|
| | | 25 | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 | 250 | 275 | 300 | 325 | 350 | 375 | |
| 1 | I-C | 30 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | E-F | | 55 | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | E-C | | 40 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | C-F | | | | 60 | | | | | | | | | | | | |
| 5 | B-E | | | | | | 75 | | | | | | | | | | |
| 6 | R-C | | | 40 | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | P-C | | | | | 25 | | | | | | | | | | | |
| 8 | E-P | | | | | | 30 | | | | | | | | | | |
| 9 | R-B | | | | | | | 90 | | | | | | | | | |
| 10 | R-T | | | | | | | | | | 55 | | | | | | |
| 11 | E-H | | | | | | | | | | | | | 45 | | | |
| 12 | B-A | | | | | | | 40 | | | | | | | | | |
| 13 | T-F | | | | | | | | | | | | | | | | |

V-07) Devis estimatif du barrage et ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau (V-4) : devis estimatif

| N° | Désignation | Unité | Quantité | Prix (DA) | Montant (DA) |
|---------------------------------------|--|----------------|----------|-----------|--------------|
| Digue | | | | | |
| 1 | Décapage de la couche de terre végétale | m ³ | 2425 | 240 | 582000 |
| 2 | Enrochement | m ³ | 2683 | 3000 | 8049000 |
| 3 | Alluvions | m ³ | 720 | 320 | 230400 |
| 4 | Transitions des drains et filtres | m ³ | 3996.47 | 800 | 3197200 |
| 5 | Remblai en argile compacte | m ³ | 80520 | 480 | 38649600 |
| 6 | Fouille | m ³ | 2175 | 240 | 522000 |
| 7 | Bitume gravier | m ³ | 242 | 3000 | 726000 |
| Evacuateur de crue | | | | | |
| 1 | Déblai | m ³ | 2844 | 250 | 711000 |
| 2 | Remblai | m ³ | 180 | 120 | 21600 |
| 3 | Béton de propreté 150kg/m ³ | m ³ | 106 | 11000 | 1166000 |
| 4 | Béton armé 350Kg/m ³ | m ³ | 360 | 15000 | 5400000 |
| 5 | Sable | m ³ | 105 | 300 | 31500 |
| 6 | Recharges alluvionnaires | m ³ | 15 | 250 | 3750 |
| 7 | Joints waterstop | ml | 10 | 300 | 3000 |
| 8 | Joints de dilatation | ml | 106 | 500 | 53000 |
| Vidange de fond et prise d'eau | | | | | |
| 1 | Déblai | m ³ | 28 | 240 | 6720 |
| 2 | Remblai | m ³ | 13 | 140 | 1820 |
| 3 | Béton 350 kg/m ³ | m ³ | 8 | 15000 | 120000 |
| 4 | Béton de propreté 150 kg/m ³ | m ³ | 2 | 11000 | 22000 |
| 5 | Béton de fondation 250 kg/m ³ | m ³ | 3 | 13000 | 39000 |
| 6 | Enrochement | m ³ | 10 | 250 | 2500 |

| | | | | | |
|----------------------------|-----------------------------------|----------------|-----|-------|-----------------|
| 7 | Conduite Φ 300 | ml | 102 | 40000 | 4080000 |
| 8 | Conduite Φ 120 | ml | 110 | 30000 | 3300000 |
| 9 | Vanne Φ 300 | U | 2 | 50000 | 100000 |
| 10 | Vanne Φ 120 | U | 2 | 30000 | 60000 |
| 11 | Isolation hydrofuge des conduites | m ² | 80 | 100 | 8000 |
| 12 | Isolation hydrofuge pour béton | m ² | 60 | 100 | 6000 |
| 13 | Armatures | Kg | 725 | 70 | 50750 |
| 14 | Diaphragme | U | 5 | 1000 | 5000 |
| 15 | Grille | U | 1 | 3000 | 3000 |
| Montant global (DA) | | | | | 67231600 |

I-8) Planning des travaux :

Le plans de travail à suivre est dit (au plûtôt), toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, le diagramme de GANT réalisé dans ce travail donne le programme de construction à suivre.

VI-1) Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VI-2) Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VI-2-1) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs ;
- La fatigue ;
- La distraction ;
- Les gestes néfastes ;
- Inaptitude mentale ou physique ;
- Adoption de la solution de faciliter.

VI-2-2) Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail ;
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage ;
- Le manque d'éclairage.

VI-3) Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.

5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VI-4) Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VI-5) Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VI-6) : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N : Nombre de personne dans le lieu a aéré.

VI-6-1) Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1)• La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (X-01).

Tableau (VI-01) : Vitesse de l'air dans les différentes canalisations

| N° | Désignation | Ouvrage hydrotechnique | Usines et grands bâtiments |
|----|----------------------------------|------------------------|----------------------------|
| 1 | à l'entrée de la conduite | (4 – 5) m/s | (6 – 8) m/s |
| 2 | Conduite principale | (4 – 5) m/s | (6 – 12) m/s |
| 3 | Canalisations dérivées | (2 – 5) m/s | (3 – 6) m/s |
| 4 | Colonnes montantes | (1.5 – 3) m/s | (2 – 4) m/s |
| 5 | Pièces spécialisées (coudes ...) | (0.5 – 2) m/s | (1 – 3) m/s |

2)• Méthode d'équi friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VI-6-2) : Calcul du diamètre des canalisations :

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite (m/s).

On a encore :

$$Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} \text{ (m}^3 / \text{s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion générale :

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'APD du barrage Souk tlata ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction du barrage de Souk tlata est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'oeuvre locale.
- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- La réalisation du barrage de Souk tlata offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.

Le projet du barrage de Souk tlata est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des massifs montagneux de grande Kabylie.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] B.TOUAIBIA.(1998)Cours magistral d'Hydrologie ENSH.Blida.P.166
- [2] ARMANDO LENCASTRE(1996). Hydraulique Générale Edition Eyrolles Paris France.P.633
- [3] WALTER H.(2000)Hydraulique Fluviale, volume 16, traité de génie civil Ecole Polytechnique Federale de lausanne.P.628
- [4] WILLI HAGER (2009)Constructions Hydrauliques, volume15.traité de génie civil P.597
- [5] CARLIER M(1992) Hydraulique Générale et Appliquée Edition Eyrolles.Paris.France.P 582
- [6] DUNGLAS.M.(1982)Cours d'ouvrages d'art 1,2,3partie,edition Cemagref .France P 319
- [7] PADAUX S(1985) Technique des barrages en aménagement rural.Edition Eyrolles Paris France P 415
- [8] OFEG (2002), Sécurité des Ouvrages d'accumulation, Version1
- [9] Bureau of Reclamation; Design of Small Dams Edition(1987)
- [10] B.TAOUAIBIA et B.BENLAOUKLI(2004) introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida
- [11] G.REMENIERAS (1999)« Hydrologie de l'ingénieur » P 456
- [12] GERARD DEGOUTTE (1997): petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France P.173
- [13] M.DUNGLAS (2011):Cours d'ouvrages d'art. Chapitre 5 et 6 –Les barrages. P 714
- [14] R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles p 318

