

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPRTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des ouvrages hydrotechnique

THEME :

**AMENAGEMENT HYDRAULIQUE
DE L'OUED EL HAIMEUR
(W.GHARDAIA)**

Présenté par :

M^r ZERGAT Nadir

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 SADOK	M A .A	Examinatrice
M^r A.D BENSALAH	M A .A	Examinateur
M^{me} A.ADDOU	M A. A	Promotrice

Septembre-2012

DEDICACES

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

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

✚ *A mon père.*

✚ *A mes frères.*

✚ *A mes sœurs,*

✚ *A tous mes amis de l'ENSH; spécialement (Nabil, Fouad, Abderrazzaq, Redoane, Chahine, Salm,...)*

.....ZERGAT NADIR,.....

REMERCIEMENT

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à ma promotrice madame A ADDOU, pour ces multiples efforts et ces apports précieux afin de mener ce travail à terme.

Toute ma gratitude pour mes parents et mes sœurs et mes frères pour leurs soutiens moraux et financiers.

Je remercie le président M:MIHOUBI et les membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je tiens à présenter pour l'occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

Je remercie tous mes amis particulièrement, Mohamed, Rabah, Hamza, Sofiane, Yacine, Nadir... .

Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis merci.

NADIR

الملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد العديرة (ولاية غارداية) لانجاز حاجز مائي من اجل حماية سهل وادي ميزاب من الفيضانات الموسمية بعد دراسة جيولوجية وهيدرولوجية معمقة قمنا بتهيئة واد العديرة وذلك بتصميم وحساب أبعاد التجهيزات الملحقة (انحرف مجري الماء, مفرغ القعر, و مفرغ السطح) ثم انهينا العمل بدراسة الهندسة المدنية لمختلف التجهيزات الملحقة .

Résumé :

Notre travail à faire une étude au niveau de l'oued LAADIRA (wilaya de Ghardaïa) pour la réalisation d'un barrage qui sert à protéger la vallée de M'Zâb contre les crues saisonnières, Après une étude géologique et hydrologique approfondi nous avons fait l'aménagement de l'oued, par la conception et le dimensionnement des ouvrages annexes (dérivation provisoire, vidange de fond, évacuateur de crue) et finalement nous avons conçu une étude génie civil des différents ouvrages annexes.

Abstract:

In our dissertation, we have made a complete technic in oued EL HAIMER (Ghardaïa) in order to build a stocked to protect oued Mzab from seasonal floods. After a geological study .we treid to prepare. Oued ELADIRA through designing the amicilaried preparations and then we finished the work by studying the architecture of every preparation.

SOMMAIRE

Introduction général:	1
Chapitre 1 :SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE	
1 Etude topographique :	2
1.1 Introduction:	2
1.2 Situation géographique de Ghardaïa	2
1.3 Choix de site de barrage :.....	3
1.4 Documentation topographique.....	3
2. Etude géologique et géotechnique	3
2.1 Géologie générale.....	4
2.2 La géologie de la zone d'étude (zone d'étude) :	4
2.2.1 Lithologie	4
2.2.1.1 Les argiles du Cénomaniens :.....	4
2.2.1.2 Les calcaires du Turonien:.....	4
2.2.1.3 Les alluvions grossières:.....	5
2.2.1.4 Les alluvions sablo-limoneuses.....	5
2.2.2 Tectonique.....	7
2.2.3 Altération.....	7
2.3 Géologie de la cuvette.....	7
2.3.1 Stabilité.....	7
2.3.2 Etanchéité.....	7
2.3.3 Hydrogéologie.....	8
2.3.4 Sismicité.....	8
2.4 Etude Géotechnique :.....	8
2.4.1 Travaux de reconnaissance réalisés sur oued LAADIRA (EL HAIMEUR) :	8
a) Les sondages carottage sur l'axe de la digue :	8
b) Puits dans les zones d'emprunt :	9
2.4.2 Essais de laboratoire :.....	9
2.4.2.1 Analyse granulométrique	10
2.4.2.2 Essais sur les Argiles :	11
2.4.2.3 Limites d'Atterberg :.....	11
2.4.2.4 Equivalent de sable :	12
2.4.2.5 Teneur en matière organique.....	12
2.4.2.6 Essai Proctor Normal :.....	12
Perméabilité (Essais Lugeons):.....	12
3 Les variantes barrages à choisir :.....	12
3.1 Barrage en terre homogène :.....	13
3.2 Barrage zoné :	13
3.3 Barrage en terre à masque :.....	13
3.4 Fixation du choix définitif du type de barrage :	13
CHAPITRE 2 :ETUDE HYDROLOGIQUE:	14
1. Introduction :.....	14
2. Caractéristiques du bassin versant:.....	14

2.1. Caractéristiques morphologique:.....	14
2.1.1. Paramètres géométriques :	14
2.1.1.1. Surface du bassin versant:	14
2.1.1.2. Périmètre du bassin versant:.....	14
2.1.1.3. Longueur du talweg principal:.....	14
2.1.2. Paramètres de forme:.....	14
2.1.2.1. Indice de compacité (GRAVELIUS):.....	14
2.1.2.2. Coefficient d'allongement :	14
2.1.2.3. Rectangle équivalent:	15
2.1.2.4. Hypsométrie du bassin versant :	15
2.1.2.5. Altitude médiane:.....	15
2.1.2.6. Altitude moyenne	15
2.1.2.7. Indice de pente globale : P. Dubreuil	15
2.1.2.8. Indice de pente de rocher I_p	16
2.1.2.9. Pente moyenne du bassin versant I_m	17
2.2. Caractéristiques hydrographiques:.....	17
2.2.1. Densité de drainage:.....	17
2.2.2. Temps de la concentration du bassin versant t_c :	18
3. Caractéristiques climatique du bassin versant:.....	19
3.1. Température de l'air	19
3.2. Vitesse de vent	19
3.3. Humidité de l'air:.....	19
3.4. Evaporation:	20
3.5. Etude pluviométrique	20
3.5.1 Pluie moyenne annuelle:.....	20
3.5.2 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:.....	21
3.5.3. Les pluies maximales journalières:.....	21
3.5.4. Ajustement des pluies maximales journalières:.....	22
3.5.5. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:.....	23
4. Transport Solide	25
5. : Etude des crues :	25
5.1. Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques des crues	25
:(radier auvray 1965-1988).....	26
5.1.1. Fonction de production :	26
5.1.2. Fonction de transfert :.....	27
5.2. Hydrogramme de crue :	27
5.3. Choix de la crue du projet:	28
5.4. Courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces :.....	29
6. Régularisation de débit :	30
7. Laminage des crues	30
7.1 Principe de calcul :	30
7.2 Méthode de KOTCHERINE :	30
7.2.1 Estimation du débit de crue laminée :	31
7.2.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir :.....	31
8 Etude d'optimisation de l'évacuateur de crue:.....	33
8.1 Le coût de la digue	33
8.2 Le cout de coursier:	34

9 Courbe d'optimisation :	35
10 Dimensionnement préalable de la digue :	36
10.1 Détermination de la cote de crête :	36
10.1.1 Calcul de la revanche :	36
10.1.2 Fruit de talus :	37
10.1.3 Largeur en crête :	37
10.1.3 Largeur en crête :	37
10.1.4 Revêtement des talus :	38
10.1.5 Le drain de la digue	38
a Dimensionnement du Drain tapis	39
b Dimensionnement du prisme de drainage:	39
c Hauteur de la prisme de drainage	39
d Largeur en crête	39
a Détermination de la courbe granulométrique des filtres :	40
b Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :	40
1. Etude de la dérivation provisoire.....	42
Introduction :	42
1.2. Type d'ouvrage de dérivation provisoire :	42
1.3. Les organes de la dérivation :	42
1.4. Choix de la crue de dimensionnement :	43
1.5. Succession des travaux :	43
1.6. Dimensionnement de la dérivation provisoire :	43
1.6.1. Calcul du canal :	43
1.6.2. Dimensionnement de la galerie :	46
1.6.2.1. Laminage de crues de chantier :	46
1.6.2.2. Etude d'optimisation	48
1.6.2.2.1. Le batardeau :	48
a. Calcul de la revanche du batardeau :	48
b. Calcul de la largeur en crête du batardeau :	49
1.6.2.2.2. Calcul d'optimisation	50
1.6.2.3. Portail d'entrée :	53
1.6.2.4. Dissipateur d'énergie :	55
a. Calcul de nombre de Froude	55
b. Dimensionnement du bassin :	56
c. Longueur du bassin :	56
d. Dimensionnement des blocs Chicanes :	56
1.6.2.5. Canal de restitution	57
a. La hauteur critique	57
b. Pente critique	57
c. La profondeur normale	57
d. La vitesse de l'écoulement	58
1.6.2.6 Construction du batardeau :	58
2. Etude de la vidange de fond	61
2.1. Introduction :	61
2.2 Type d'ouvrage de vidange :	61
2.3. Choix de type de vidange :	61
2.4. Calcul de la vidange de fond :	62

2.5. Calcul hydraulique de la conduite de vidange :	62
2.5.1. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :	63
2.5.2. Correction du coefficient de débit μ :	63
2.6. Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM:	64
2.7. Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :	65
3. L'évacuateur de crue	67
3.1. Introduction :	67
3.2. Les critères de choix de l'évacuateur de crue :	67
3.3. Différent types des évacuateurs de crue :	67
3.4. Choix de la variante :	68
3.4.1. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :	69
3.5. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	69
3.6. Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments	69
de l'évacuateur de crue:	69
3.6.1. Canal d'approche:	69
3.6.2. Le déversoir:	70
3.6.3. Chenal d'écoulement:.....	71
3.6.4. Calcul de mur de chenal	72
3.6.5. Calcul du convergeant :	73
3.6.6. Le coursier :	73
3.6.6.1. Profondeur critique:.....	74
3.6.6.2. Pente critique:	74
3.6.6.3. Profondeur normale:	74
3.6.6.4. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier	75
3.6.6.5. Dissipation d'énergie:.....	77
3.6.6.6. Canal de fuite	79
4 Stabilité des talus	80
4.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	80
4.2 Conséquences de l'instabilité des talus :	80
4.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	81
4.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	82
4.5 Classement des forces :	83
4.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	84
5 Équipements hydromécaniques des ouvrages annexes :.....	86
5.1 Les vannes	86
5.1.1 Vibration des vannes :	86
5.1.2 Les causes de vibration d'une vanne :.....	86
5.2 Choix de types des vannes de la vidange de fond.....	86
5.2.1 Vanne de garde	86
5.2.2. Vanne de réglage du débit	87
5.2.3 Les grilles de protection :.....	87
5.2.3.1. Définition :.....	87
5.2.3.2. Espacement et constitution des barreaux	88
5.2.4. Conclusion	88
CHAPITRE 4 :Etude de génie civil	
1. Introduction :	89
2. Stabilité de déversoir :	89

2.1 Les forces agissant sur le déversoir :	89
2.1.1 poids propre de déversoir :	90
2.1.2 Force de poussée hydrostatique amont	90
2.1.3 Force de poussée du sol amont E_s :	90
2.1.4 Force de sous pression w_t :	90
2.2 Stabilité de déversoir au renversement.....	91
2.3 Stabilité de déversoir au glissement:.....	92
2.4 Stabilité au poinçonnement :	92
3 Stabilité des murs bajoyers :	93
3.1 Les forces verticales	93
3.1.1 Poids de rideau	93
3.1.2 Poids de la semelle :	93
3.1.3 Poids de surcharges.....	93
3.1.4 Poids des terres sur la semelle	93
3.2 Les forces horizontales:.....	94
3.2.1 La poussée des terres :	94
3.2.2 La poussée des surcharges :	94
3.2.3 La poussée de L'eau :	94
3.3 Stabilité au renversement : :	94
3.4 Stabilité au glissement :	94
3.5 Etude du ferrailage:.....	95
3.6 Ferrailage de la semelle:.....	98
3.6.1 Etude de la partie AB:.....	99
3.6.2 Etude de la partie CD:	100
CONCLUSION GENERALE.....	104

LISTE DES TABLEAUX

SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

Tableau (1-1) : niveaux piézométriques au niveau des différents sondages.....	8
Tableau (1-2) : caractéristiques des sondages.....	8
Tableau (1-3) : Epaisseur des différents horizons.....	9
Tableau (1-4) : Résultats des essais granulométriques.....	10
Tableau (1-5) : Résultats des essais laboratoire sur les argiles	11
Tableau (1-6) : Résultats des essais mécaniques sur les argiles	11
Tableau (1-7) : tableaux récapitulatifs des résultats des essais physiques	12

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau (2-1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	16
Tableau (2-2) : les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	18
Tableau (2-3) : Températures moyennes mensuelles pour une période d'observation (1964/2010).....	19
Tableau (2-4) : vitesse moyennes mensuelles du vent pour une période d'observation (1964/2010).....	19
Tableau (2-5) : Humidité moyennes mensuelles sur une période d'observation (1964/2010)..	19
Tableau (2-6) : Evaporation moyennes mensuelles.....	20
Tableau (2-7) : caractéristiques de la station de GHARDAIA	20
Tableau (2-8) : résumé les différentes précipitations pour différents périodes de retour.....	23
Tableau (2-9) : Calcule du volume mort	25
Tableau (2-10) : Résumé et calcul des débits des crues pour différentes périodes de retour ..	27
Tableau (2-11) : Crue de projet recommandée.....	28
Tableau (2-12) : Courbes topographiques et volumétrique.....	29
Tableau (2-13) : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	33
Tableau (2-14) : cout de la digue plus le déversoir.....	33
Tableau (2-15) : coût de coursier	34
Tableau (2-16) : coût total de la digue plus l'évacuateur de crue	34
Tableau (2-17) : valeurs indicatives des fruits de talus.....	37
Tableau (2-18) : Résumé de calcule de largeur en crête	37
Tableau (2-19) : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	38

OUVRAGES ANNEXES

Tableau (3-1) : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs	45
Tableau (3-2) : Coefficient de débit pour différents diamètres.....	47
Tableau (3-3) : $Q = f(D)$	47
Tableau (3-4) : résultat de laminage de chantier	48
Tableau (3-5) : Tableau récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	49
Tableau (3-6) : Paramètres de calcul d'optimisation.....	51
Tableau (3-7) : coût de la galerie.....	52
Tableau (3-8) : Coût du batardeau.....	52
Tableau (3-9) : coût total.....	53
Tableau (3-10) : calcul de la profondeur normal	54
Tableau (3-11) : calcul de la profondeur normal	58
Tableau (3-12) : valeurs indicatives des fruits de talus.....	58

Tableau (3- 13) : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	59
Tableau (3- 14) : type de vidange de fond en fonction de $H^2\sqrt{v}$	62
Tableau (3- 15) : Tableau résume le temps de vidange pour chaque plan d'eau	65
Tableau (3- 16) : Coordonnées de la nappe déversante.....	70
Tableau (3-17) : Calcul de profondeur normal par itération	74
Tableau (3- 18) : Caractéristique hydraulique de l'écoulement	76
Tableau (3- 19) : Calcul de ligne d'eau à pas d'espace de 4.98 m.....	76
Tableau (3-20) : Coefficient de stabilité admissible des talus.	81
Tableau (3-21) : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	85
ETUDE DE GENIE CIVIL	
Tableau (4- 1) : Force de sous pression	91

LISTE DES FIGURES

SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

Figure (1.1) : Schéma de localisation de la wilaya Ghardaïa.....	2
Figure (1-2) : Carte de la wilaya de Ghardaïa à l'échelle 1/25000.....	3
Figure (1-3) : levier géologique d'EL HAIMEUR	6

ETUDE HYDRAULOGIQUE

Figure (2-1) : Topographie du bassin versant.....	15
Figure (2-2) : courbe hypsométrique.....	16
Figure (2-3) : classification du SCHUM.....	17
Figure (2-4) : Répartition annuelle des pluies.....	21
Figure (2-5) : Répartition mensuelle des pluies moyennes	21
Figure (2-6) : ajustement à la loi de GUMBEL.....	22
Figure (2-7) : ajustement à la loi de Log normal.....	22
Figure (2-8) : courbe des pluies à courtes durées.....	24
Figure (2-9) : courbe intensité fréquentielle.....	24
Figure (2-10) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	28
Figure (2-11) : Courbe $H=f(Q,q)$	32
Figure (2-12) : courbe $q=f(v \text{ forcé})$	33
Figure (2-13) : courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue	35

OUVRAGES ANNEXES

Figure (4-1) : forces agissant sur le déversoir	48
Figure (3-2) : schéma de calcul.....	50
Figure (3-3) : courbe d'optimisation de la dérivation provisoire.....	53
Figure (3-4) : profil déversoir type Greager.....	71
Figure (3-5) : Schéma explicatif de la ligne d'eau	75
Figure (3-6) : Ligne d'eau dans le coursier	77
Figure (3-7) : schéma présentatif des grilles	88

ETUDE DE GENIE CIVIL

Figure (4-1) : forces agissant au déversoir	89
Figure (4-2) : Forces agissant sur les murs bajoyers.....	93
Figure (4-3) : Ferrailage des murs bajoyers	97
Figure (4-4) : ferrailage de la semelle des murs bajoyers	103

Introduction général

Les crues des cours d'eau sont considérées comme phénomène naturel que l'homme ne peut pas contrôler. Partout dans le monde la montée des cours d'eau se fait de façon récurrente avec une ampleur plus ou moins importante.

Le développement récent de la population, qui a augmenté au cours du temps a créé une intense urbanisation heurtée aux contraintes du relief, particulièrement à l'étroitesse de la vallée de M'ZAB. On remarque une submersion incontrôlée de l'habitat dans la palmeraie et dans des zones inondables, parfois même dans le lit mineur de l'oued. Ainsi que l'inondation d'eau et incontrôlable qui a créé des dégâts humains et matériels.

Pour cette raison la wilaya de GARDAIA a bénéficié de trois barrages de protection au nord-est de Ghardaïa : l'un dans la région de L'AADIRA (barrage EL HAIMEUR), et l'autre à ABIOD, (barrage ABIOD), et le troisième à la région de Bou Brik (barrage de Bou Brik)

Notre projet de fin d'étude a pour but d'étudier l'aménagement hydraulique de cours d'eau de la région LADIRAA Oued EL HAIMEUR qui est destinée à la protection de la ville de Ghardaïa contre les crues

Le contenu comprendra quatre chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, et le laminage de crue. et une étude technico-économique de la digue, évacuateur de crue, dérivation provisoire, batardeau. et un dimensionnement préalable de la digue

Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de la dérivation provisoire, la vidange de fond et de l'évacuateur de crue. Ensuite les différents équipements hydrotechniques qui peuvent se mettre en place vannes, ainsi que les grilles de protection.

Nous terminerons par une étude de génie civil de façon à faire une étude de stabilité des murs bajoyers de l'évacuateur de crues et le ferraillement des murs bajoyers avec la semelle.

1. Etude topographique :

1.1 Introduction:

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour l'aménagement des cours d'eau (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

1.2 Situation géographique de Ghardaïa :

La wilaya de Ghardaïa se situe dans la zone septentrionale du Sahara algérienne à 600 Km au sud de la capitale d'Alger avec une superficie plus de 86105 Km² et bornée de

- Au nord par la wilaya de Laghouat et Djelfa
- A l'est par la wilaya d'Ouargla
- A l'ouest par les wilayas d'Adrar et El-Bayad
- Au sud par la wilaya de Tamanrasset

La figure (1-1) : vous présente la wilaya de ghardaia

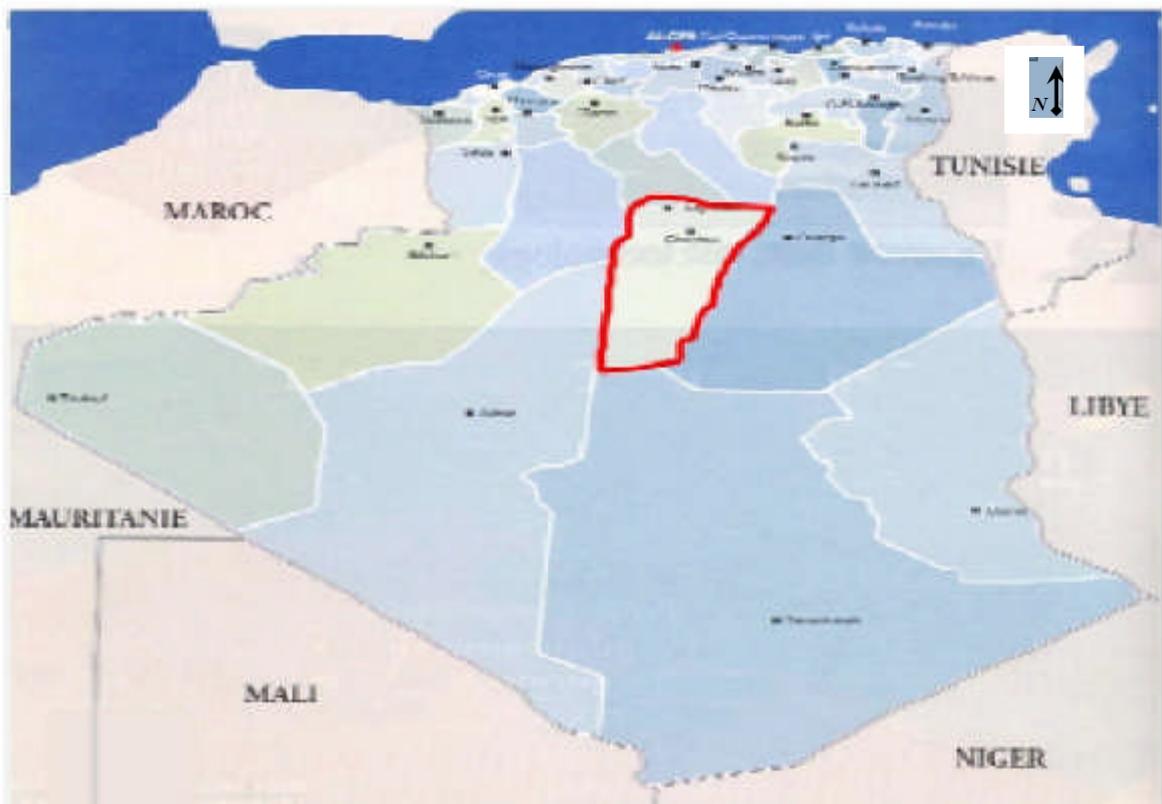


Figure (1.1) : figure de localisation de la wilaya de Ghardaïa

1.3 Choix de site de barrage :

Le site destiné à la construction du barrage se trouve sur l'oued de LAADIRA à 14 km au Nord Est du chef lieu de la wilaya de Ghardaïa, il se trouve entre la daïra de DAIA BEN DAHOUA et L'OASIS.

L'oued de LAADIRA se conflue avec deux autres oueds oued ABIOD et oued de BOUBRIK et déversent leurs eaux dans l'oued principal de la ville de Ghardaïa (oued M'zab), dont les coordonnées cartésiennes du site du barrage sont :

Les coordonnées (Lambert) du site sont :

- X =561.138km
- Y =3,605.862km
- Z =543m, NGA



Figure (1-2) : localisation de la zone d'étude

1.4 Documentation topographique :

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

Carte d'état major de la wilaya de Ghardaïa à l'échelle 1 :250 000 feuilles n°31-15 série p502

2. Etude géologique et géotechnique :

Concernant les études géologiques et géotechniques, nous aborderons plus spécialement:

- Les diverses techniques possibles
- L'identification et choix du site du barrage

Les études géologiques et géotechniques et les travaux de reconnaissance permettent l'adaptation du projet au site choisi et au type de barrage

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de la digue et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

2.1 Géologie générale :

La région de Ghardaïa est située principalement dans les formations de calcaires massifs du Turonien. Celles-ci sont parfois recouvertes par les sédiments du Sénonien moyen, constituant fréquemment des buttes témoins de faible extension qui se détachent à l'horizon : elles sont constituées d'une carapace calcaire surmontant des marnes gypseuses souvent recouvertes par leurs produits d'altération.

2.2 La géologie de la zone d'étude (zone d'étude) :

2.2.1 Lithologie :

Les faciès rencontrés sur le site sont les mêmes. Il s'agit des formations suivantes :

- Les argiles du Cénomanién
- Les calcaires du Turonien
- Les alluvions grossières, souvent cimentées avec un aspect conglomératique
- Les alluvions sablo-limoneuses

2.2.1.1 Les argiles du Cénomanién :

Ces argiles qui sont à la base des formations calcaires sont bariolées de couleurs jaune verdâtre parfois rougeâtres gypseuses. Elles comportent parfois des petits niveaux marno-calcaires compacts.

Elles ont partout été recoupées par les sondages à la base des alluvions en fond de vallée et sous les calcaires sur les rives.

2.2.1.2 Les calcaires du Turonien :

Ces calcaires recouvrent l'ensemble de la région avec une morphologie tabulaire tout à fait monotone. Ils sont à structure subhorizontale de direction N 100 ° et de pendage 5° à 15° vers le nord. Ils sont tantôt bruns, tantôt clairs à l'affleurement, mais toujours blancs à la cassure. Massifs et très résistants, ils sont souvent silicifiés, avec parfois des nodules de silex pouvant atteindre des dimensions appréciables (10-20 cm). L'épaisseur des bancs est généralement de

l'ordre de mètre avec parfois des bancs plus épais (2-2.5m). L'épaisseur totale du Turonien non érodé est d'environ 120 m.

2.2.1.3 Les alluvions grossières :

Ces alluvions sont grossières avec une proportion d'éléments de dimension supérieure à 200 mm parfois importante. Elles sont composées d'éléments de calcaire souvent roulés, parfois à angles légèrement émoussés. Cet horizon est très compact, parfois recimenté, surtout en profondeur. Il est souvent difficile à entamer à la pelle mécanique au-delà des premiers mètres.

La partie inférieure est constituée d'alluvions grossières à éléments calcaires fortement cimentées à aspect conglomératique, de couleur blanchâtre, parfois rosâtre. Au carottage ce matériau est souvent massif et résistant. L'épaisseur de cet horizon varie de 10 à 20 m

2.2.1.4 Les alluvions sablo-limoneuses :

Cet horizon surmonte les alluvions grossières. Son épaisseur varie de quelques centimètres à 2 mètres au maximum. Il est constitué parfois de sable propre roux, parfois de sable limoneux légèrement caillouteux de couleur brun à roux.

Sec, ce matériau est totalement pulvérulent, la fraction argileuse étant très faible sinon inexistante.

la figure suivante représente l'emplacement du site choisi sur la carte géologique

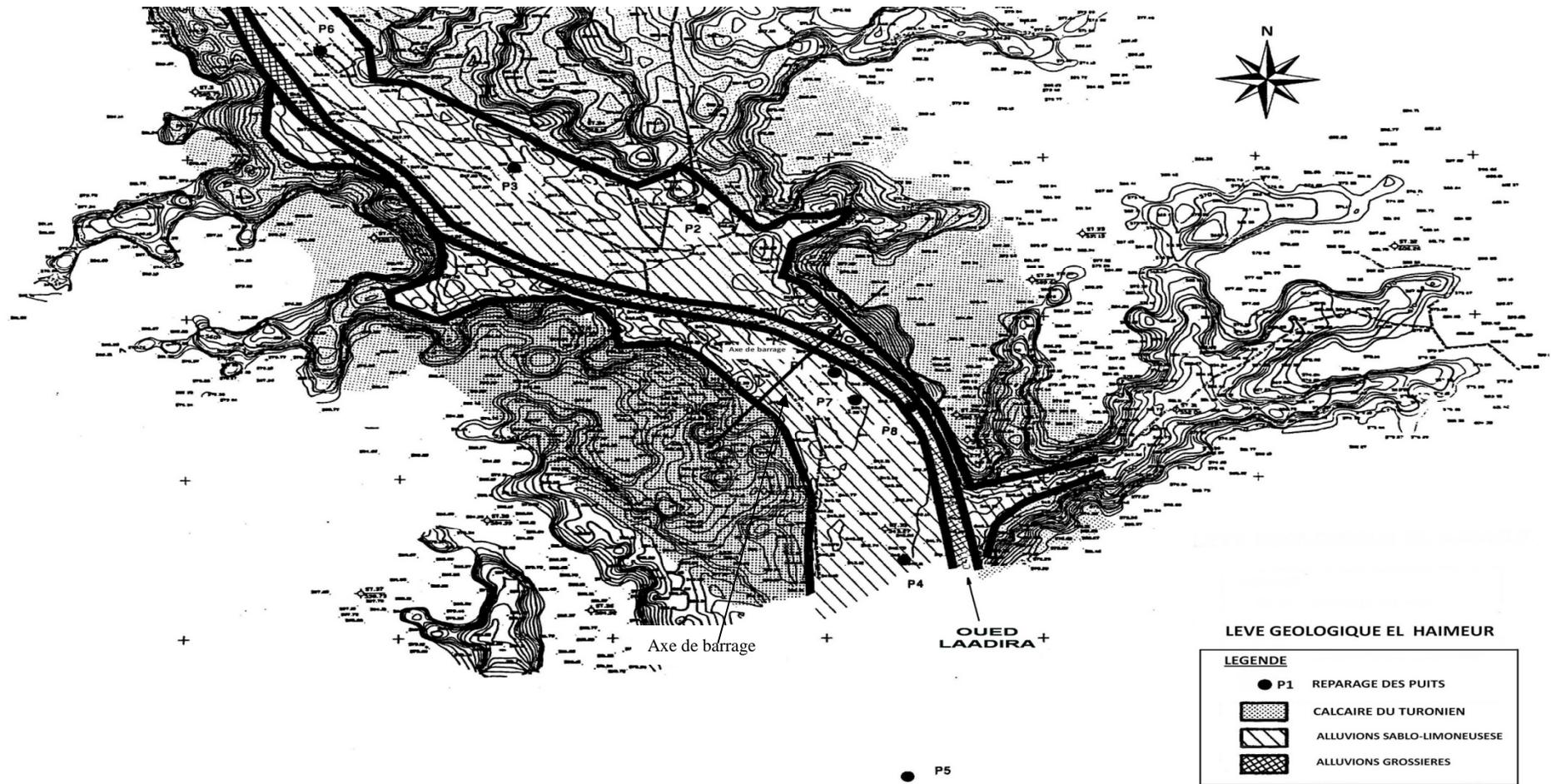


Figure (1-3) : Carte géologique d'EL HAIMEUR

2.2.2 Tectonique :

Les formations calcaires à structure tabulaire, au droit du site, ne sont affectées par aucun phénomène tectonique notable d'importance régionale. Les mêmes directions et pendages sont mesurés aussi bien en rive droite qu'en rive gauche. Aucune faille d'importance n'est relevée aux environs immédiats de site.

La fracturation est cependant intense. Elle est liée d'une part aux phénomènes tectoniques à petite échelle et d'autre part aux phénomènes de géodynamique externe, notamment les variations de température : les fissures qui résultent de ces effets géodynamiques sont superficielles et d'orientation aléatoire.

Les fissures profondes d'origine tectonique forment un réseau subvertical de direction N35° et de pendage 90° et N°100° pendage 90°. Elles sont légèrement ouvertes en surface, avec un remplissage sableux. Elles se referment probablement en profondeur.

2.2.3 Altération :

Du fait de la fissuration intense des calcaires, l'altération s'est développée jusqu'à une profondeur de 2 à 4 mètres.

2.3 Géologie de la cuvette :

La cuvette de ce barrage se développe dans le même terme Les calcaires, surmontés des alluvions grossières puis quelquefois les alluvions sablo- limoneuses se retrouvent sur toute l'étendue des cuvettes avec la même morphologie et la même structure.

2.3.1 Stabilité :

Aucune instabilité majeure n'est relevée aussi bien sur les sites que dans les cuvettes. Ceci trouve son explication dans la morphologie, la structure géologique ainsi que dans la nature des formations rencontrées.

2.3.2 Etanchéité :

Les possibilités d'infiltrations sont importantes du fait de l'importance de la surface des calcaires en contact avec l'eau de la retenue et des caractéristiques de perméabilité de l'épaisse couche alluviale. Cependant le but de ces ouvrages n'est pas de constituer un réservoir étanche et la durée de remplissage de la retenue est limitée à l'occurrence des crues à quelques dizaines d'heures ; par ailleurs les eaux infiltrées resteront dans le bassin, du fait de l'absence de vallée adjacente susceptible de les drainer.

2.3.3 Hydrogéologie :

Les alluvions grossières renferment une nappe phréatique importante. Une dizaine de puits agricoles ont été foncés à l'aval et à l'amont de l'axe de la digue EL HAIMEUR

Tableau (1-1): niveaux piézométriques au niveau des différents sondages

<u>Sondage</u>	<u>Profondeur[m]</u>	<u>Cote [NGA]</u>
SC01	26.79	529.4
SC02	13.16	531.6
SC03	13.17	531.7
SC04	13.82	531.3
SC05	30.52	531.3

2.3.4 Sismicité :

Les connaissances actuelles sur la sismicité algérienne basées principalement sur la sismicité historique permettent de fixer la limite méridionale de la partie sismique de l'Algérie au niveau de l'accident sud Atlasique. A l'exception de trois épicentres localisés au sud Est de Biskra, les régions situées au sud de la flexure saharienne sont totalement asismiques. La région du site peut cependant ressentir les séismes de la partie sud de l'Atlas (distance supérieure à 150km)

2.4 Etude Géotechnique :

Le site de barrage fait l'objet d'une campagne de reconnaissance assez dense pour l'étude aussi bien de la fondation que des matériaux de construction. Le but de ces travaux confiés au laboratoire des travaux publics est de connaître la lithologie des formations de fondations et d'en apprécier les caractéristiques physiques et mécaniques

2.4.1 Travaux de reconnaissance réalisés sur oued LAADIRA (EL HAIMEUR) :

a) Les sondages carottage sur l'axe de la digue :

Le site d'oued LAADIRA a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance par sondages carottés. Cinq sondages ont été exécutés le long de l'axe de la digue. Le tableau ci dessous donne les principales caractéristiques

Tableau (1-2): caractéristiques des sondages

N°	Sondage	Profondeur	Situation
1	Laasc1	48.5 m incliné 30° Amont	Rive gauche
2	Laasc2	37.0 m Vertical	Fond d'oued
3	Laasc3	51.5 m Vertical	Fond d'oued
4	Laasc4	32.5 m Vertical	Fond d'oued
5	Laasc5	50.0 m Vertical	Rive droite

Total linéaire : 219.5 m

Cinq sondages destructifs de 25 ml de longueur ont également été réalisés

Les sondages réalisés ont permis de tracer une coupe géologique en travers de la vallée relativement précise. On rencontre :

- En rive gauche : 35.5 m de calcaire à aspect dolomitique gris dur parfois vacuolaire qui recouvrent des argiles marneuses versicolores (Voir SC1; Planche N:1)
- En rive droite : 35.1 m de calcaire à aspect dolomitique gris dur parfois vacuolaire qui recouvrent des argiles marneuses versicolores avec des intercalations de marno-calcaires (voir SC5; Planche N:1).
- En fond de vallée : Les sondages (voir SC2, 3, et 4; Planche N:1) ont permis de définir la coupe Géologique :

- Un premier horizon d'environ une quinzaine de mètres d'alluvions grossières à matrice sablo limoneuse à éléments calcaires parfois arrondis et d'autres fois légèrement émoussés comportant des niveaux fortement indurés recimentés
- Un deuxième niveau d'alluvions grossières fortement cimenté à aspect conglomératique de couleur blanchâtre à rosâtre. Ce niveau a une puissance moyenne d'environ une dizaine de mètres
- Les argiles marneuses versicolores

Dans le tableau ci dessous les épaisseurs des différents horizons sont détaillées. Ils ont permis de tracer la coupe géologique

Tableau (1-3) : Epaisseur des différents horizons

Lithologie	SC2	SC3	SC4
Alluvions grossières	0.00m	0.00 m	0.00 m
	12.2 m	19.0 m	16.9 m
Alluvions à aspect conglomératique	12.2 m	19.0 m	16.9 m
	27.5 m	27.6 m	21.2 m
Argiles versicolores	27.5 m	27.6m	21.2 m
	37.0 m	51.5 m	32.5 m

b) Puits dans les zones d'emprunt :

Dans les zones d'emprunt 19 puits ont été creusés à la pelle mécanique, de profondeur 4m pour la raison des travaux de reconnaissance sur la zone d'emprunt.

2.4.2 Essais de laboratoire :

Les horizons rocheux ; Calcaires, calcaires à aspect conglomératique ainsi que les argiles ont fait l'objet d'une série d'essais géotechniques in situ et au laboratoire :

- L'analyse granulométrique
- Essais Lugeons
- Mesure de la teneur en eau
- Densité sèche et apparente
- Essais de compression simple à l'état naturel et saturé
- Essais de Traction à l'état naturel et saturé

2.4.2.1 Analyse granulométrique :

Vingt-six (26) analyses granulométriques ont été réalisées au niveau de cette zone. Les valeurs obtenues, ainsi que leurs moyennes, sont éprises dans le tableau (1-4).

Tableau (1-4):Résultats des essais granulométriques

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES ZONE D'EMPRUNT															BARRAGE SUR OUED LAADIRA (EL HAIMEUR)	
Ech	Puits.	Prof.	Granulométrie							Limites d'Atterberg						
N°	N°	(m)	-	Cailloux	Graviers	SableGros (SF, L, A)		-	Wn (%)	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	Classification		
-	-	-	>200 mm	200 ~ 20	20 ~ 2	2 ~ 0,2	< 0,2 mm	<80µ	-	-	-	-	-	-		
1	P1	0,00 - 2,70	30,00	24,00	7,00	23,00	16,00	100,00	3,00	1,52	18,73	N.M	N.M	-	-	
2	P1	2,70 - 3,80	0,00	72,00	11,00	8,00	9,00	100,00	3,00	1,77	23,22	N.M	N.M	-	-	
3	P2	0,00 - 2,40	18,00	66,00	10,00	3,00	3,00	100,00	1,00	4,47	21,63	18,61	3,00	5,72	ML	
4	P2	2,40 - 4,00	28,00	35,00	14,00	15,00	8,00	100,00	4,00	5,34	28,82	19,13	9,70	2,42	CL	
5	P3	0,00 - 4,00	23,00	47,00	11,00	13,00	6,00	100,00	2,00	2,95	21,45	15,59	5,90	3,14	CL-ML	
6	P4	0,30 - 1,70	0,00	77,00	14,00	6,00	3,00	100,00	2,00	8,74	30,72	13,73	17,00	1,29	CL	
7	P5	2,00 - 4,00	-	-	-	-	-	0,00	-	1,87	16,57	N.M	N.M	-	-	
8	P6	0,00 - 4,00	19,00	59,00	2,00	11,00	9,00	100,00	2,00	7,59	24,83	N.M	N.M	-	-	
9	P7	0,00 - 4,00	20,00	49,00	21,00	7,00	3,00	100,00	2,00	5,29	23,33	16,57	6,80	2,65	CL-ML	
10	P8	0,00 - 1,50	21,00	32,00	20,00	9,00	18,00	100,00	11,00	3,06	29,70	16,74	13,00	2,05	CL	
11	P9	0,00 - 3,20	25,00	49,00	7,00	11,00	8,00	100,00	2,00	3,50	22,34	16,58	5,80	3,25	CL-ML	
12	P9	3,20 - 4,00	0,00	53,00	20,00	18,00	9,00	100,00	3,00	4,48	23,67	19,44	4,20	4,57	CL-ML	
13	P10	0,00 - 1,00	-	-	-	-	-	0,00	-	4,68	21,88	N.M	N.M	-	-	
14	P10	1,00 - 2,40	0,00	69,00	8,00	4,00	19,00	100,00	6,00	3,07	21,50	N.M	N.M	-	-	
15	P10	2,40 - 4,00	0,00	39,00	31,00	7,00	23,00	100,00	11,00	4,66	27,98	19,45	8,50	2,74	CL	
16	P11	0,00 - 0,90	0,00	35,00	5,00	18,00	42,00	100,00	13,00	4,91	21,68	17,47	4,20	3,99	CL-ML	
17	P11	0,90 - 3,30	0,00	69,00	11,00	5,00	15,00	100,00	7,00	2,59	26,11	18,82	7,30	3,22	CL	
18	P11	3,30 - 4,00	27,00	49,00	10,00	4,00	10,00	100,00	4,00	0,61	21,20	16,61	4,60	4,48	CL-ML	
19	P12	1,10 - 3,35	27,00	49,00	6,00	10,00	8,00	100,00	3,00	2,26	19,64	N.M	N.M	-	-	
20	P12	3,35 - 4,00	18,00	30,00	26,00	13,00	13,00	100,00	7,00	2,69	37,90	23,15	14,80	2,38	CL	
21	P13	0,60 - 4,00	27,00	51,00	10,00	7,00	5,00	100,00	3,00	5,72	44,76	21,64	23,10	1,69	CL	
22	P14	0,90 - 4,00	21,00	35,00	18,00	17,00	9,00	100,00	5,00	3,05	29,99	18,71	11,30	2,38	CL	
23	P15	0,30 - 3,50	21,00	50,00	13,00	12,00	4,00	100,00	1,00	1,44	18,38	14,04	4,30	3,94	CL-ML	
24	P16	0,50 - 2,80	0,00	54,00	29,00	11,00	6,00	100,00	4,00	2,58	28,32	21,64	6,70	3,84	CL-ML	
25	P16	2,80 - 4,00	0,00	71,00	12,00	7,00	10,00	100,00	7,00	3,57	39,24	22,30	17,00	2,10	CL	
26	P17	0,00 - 4,00	25,00	53,00	11,00	6,00	5,00	100,00	3,00	3,38	24,14	18,37	5,80	3,58	CL-ML	
27	P18	0,00 - 4,00	15,00	51,00	19,00	8,00	7,00	100,00	3,00	4,44	31,23	15,39	15,90	1,68	CL	
28	P19	1,00 - 4,00	25,00	48,00	14,00	9,00	4,00	100,00	2,00	1,33	45,60	27,41	18,20	2,43	CL	
Moyenne			15,00	50,62	13,85	10,08	10,46		4,38	3,63	26,59	18,64	9,86	3,03	-	
Ecartype			11,63	14,07	7,30	4,98	8,31		3,20	1,87	7,55	3,26	5,77	1,11	-	

2.4.2.2 **Essais sur les Argiles :** (identification, Teneur en eau, densité, résistance à la compression)

Comme le montre le tableau ci dessous ces argiles sont très plastiques, à forte limite de liquidité, de catégorie CH (Fortement plastique et compressibles). A l'état naturel elles sont à l'état dure ($I_c > 1$) leur densité est moyenne.

La résistance à la compression caractérise des argiles à l'état raides.

Tableau (1-5): Résultats des essais laboratoire sur les argiles

FONDATIIONS		ARGILES					OUED LAADIRA								
Sondage	Prof.	Granulométrie (%)					W	Limites d'Atterberg				γ_h	γ_s		
N°	(m)	G	Gs	SF	Limon	-	(%)	WL	Wp	Ip	Ic	g/cm ³	g/cm ³	Classif	
-	-					< 2 μ	-	-	-	-	-	-	-	-	
LAA-SC02	29,30 - 29,50	1.0	2.0	14.0	58.0	25.0	26.2	78.3	29.3	49.0	1.1	-	-	CH	
LAA-SC03	28,60 - 28,90	22.0	3.0	6.0	44.0	25.0	21.2	85.7	30.1	56.0	1.2	-	-	CH	
LAA-SC03	32,00 - 32,44	5.0	2.0	3.0	65.0	25.0	43.2	121.7	42.2	80.0	1.0	1.7	1.2	OH et MH	
LAA-SC04	22,75 - 23,19	0.0	1.0	13.0	38.0	48.0	17.9	72.6	28.4	44.0	1.2	-	-	CH	
LAA-SC05	37,63 - 37,80	12.0	11.0	24.0	47.0	6.0	9.5	34.8	21.6	13.0	1.9	-	-	CL	
							Moyenne	23.6	78.6	30.3	48.4	1.3			
							Ecartype	12.5	31.1	7.5	24.1	0.4			

Tableau (1-6): Résultats des essais mécaniques sur les argiles

RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE				ARGILES	
Sondage N°	Echant N°	Profondeur (m)	Nature	Rcn (bars)	Rcs (bars)
LAA-SC02	E3	29,30 - 29,50	Argile	0.98	-
LAA-SC02	E3	28,60 - 28,90	Argile	3.37	-
LAA-SC03	E4	32,00 - 32,44	Argile	2.11	-
LAA-SC04	E2	22,75 - 23,19	Argile	3.91	-
LAA-SC05	E6	37,63 - 37,80	Argile	4.01	-
Moyenne					2.876

2.4.2.3 **Limites d'Atterberg :**

La fraction fine de ces matériaux a été soumise à vingt et un (21) essais. Ceci révèle un sol de catégorie CL et ML correspondant à des argiles ou à des limons peu à moyennement plastiques ils sont représentés dans le tableau (1-5)

2.4.2.4 Equivalent de sable :

L'équivalent de sable mesuré sur 10 échantillons révèle un matériau correspondant à des sables argileux (ES moy = 13 %)

2.4.2.5 Teneur en matière organique :

Les valeurs des teneurs en matière organique mesurées (11.31, 11.32 et 11.27 %) sur trois échantillons nous paraissent excessivement élevées et ne semblent pas refléter la réalité de nos observations sur le terrain, tableau (1-7).

2.4.2.6 Essai Proctor Normal :

Dix (10) essais Proctor ont été réalisés au niveau de cette zone. Les résultats obtenus sont reportés dans le Tableau (1-7)

Tableau (1-7): tableaux récapitulatifs des résultats des essais physiques

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS PHYSIQUES ZONE D'EMPRUNT BARRAGE SUR OUED LAADIRA (EL HAIMEUR)									
Ech N°	Puits n° N°	Echant. N°	Profondeur (m)	Matière organique (%)	Equivalent de sable (%)	Proctor		Perméabilité K (cm/s)	
						γ_{dmax} (g/cm ³)	Wopt (%)		
1	1	E2	2,70 - 3,80	-	14.00	2.00	7.80	6.20E-06	
2	3	E1	0,00 - 4,00	-	18.00	2.13	7.60	6.40E-05	
3	4	E1	0,00 - 4,00	11.31	15.00	2.14	8.30	1.20E-05	
4	6	E1	0,00 - 4,00	-	17.00	2.06	8.40	5.10E-06	
5	7	E1	0,00 - 4,00	11.32	9.00	2.13	6.80	4.00E-07	
6	13	E1	0,60 - 4,00	-	6.00	2.11	8.10	1.20E-06	
7	14	E1	0,90 - 4,00	-	11.00	2.12	7.90	9.50E-07	
8	17	E1	0,00 - 4,00	-	10.00	2.19	6.40	8.70E-06	
9	18	E1	0,00 - 4,00	11.27	14.00	2.12	8.20	2.60E-07	
10	19	E1	1,00 - 4,00	-	16.00	2.12	7.30	2.60E-07	
Moyenne				11.30	13.00	2.11	7.68	9.91E-06	
Ecartype				0.03	3.86	0.05	0.66	1.94E-05	

2.4.2.7 Perméabilité (Essais Lugeons):

La perméabilité des alluvions a été déterminée par des essais type Lugeons, réalisés dans les sondages SC1, S.C2 et S.C5. Les résultats de l'essai sont présentés dans l'annexe 01

On remarque que les plus faibles perméabilités ont été enregistrées entre les deux rives (SC2, 3, 4) ce qui présente les argiles

3 Les variantes barrages à choisir :

Pour le cas présent Les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix

3.1 Barrage en terre homogène :

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

3.2 Barrage zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

3.3 Barrage en terre à masque :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

3.4 Fixation du choix définitif du type de barrage :

La variante d'une digue homogène en alluvions s'impose pour les raisons de simplicité et de disponibilités de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site.

1. 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

2. Caractéristiques du bassin versant:

Les travaux sous cité sont effectués sur des cartes d'état major de Ghardaïa et à l'échelle 1/250.000 (N° 31-15) ; cette carte permet de délimiter le bassin versant de EL HAIMER en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

2.1. Caractéristiques morphologique:

2.1.1. Paramètres géométriques :

2.1.1.1. Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par plan métrage et elle est de : $S = 390 \text{ Km}^2$

2.1.1.2. Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est obtenu par curvimètrage et il est de :

$$P = 96 \text{ Km}$$

2.1.1.3. Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long par curvimètrage il est de :

$$L_p = 60 \text{ Km}$$

2.1.2. Paramètres de forme:

2.1.2.1. Indice de compacité (*GRAVELIUS*):

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(2-1)$$

- P : périmètre du bassin versant.
- S : surface du bassin versant.

$$K_c = 1.36$$

Selon la valeur de K_c on peut dire que notre bassin est allongé.

2.1.2.2. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S \dots\dots\dots(2-2)$

- L : la longueur du talweg principal $L = 60 \text{ Km}$
- S : la superficie du bassin versant. $S = 390 \text{ Km}^2$

$$Ca = 9,23$$

2.1.2.3. Rectangle équivalent:

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

La longueur L est donnée par la formule

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

La largeur l est donnée par la formule $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots (2-4)$

- $L=37,14$ km
- $l=10,81$ km

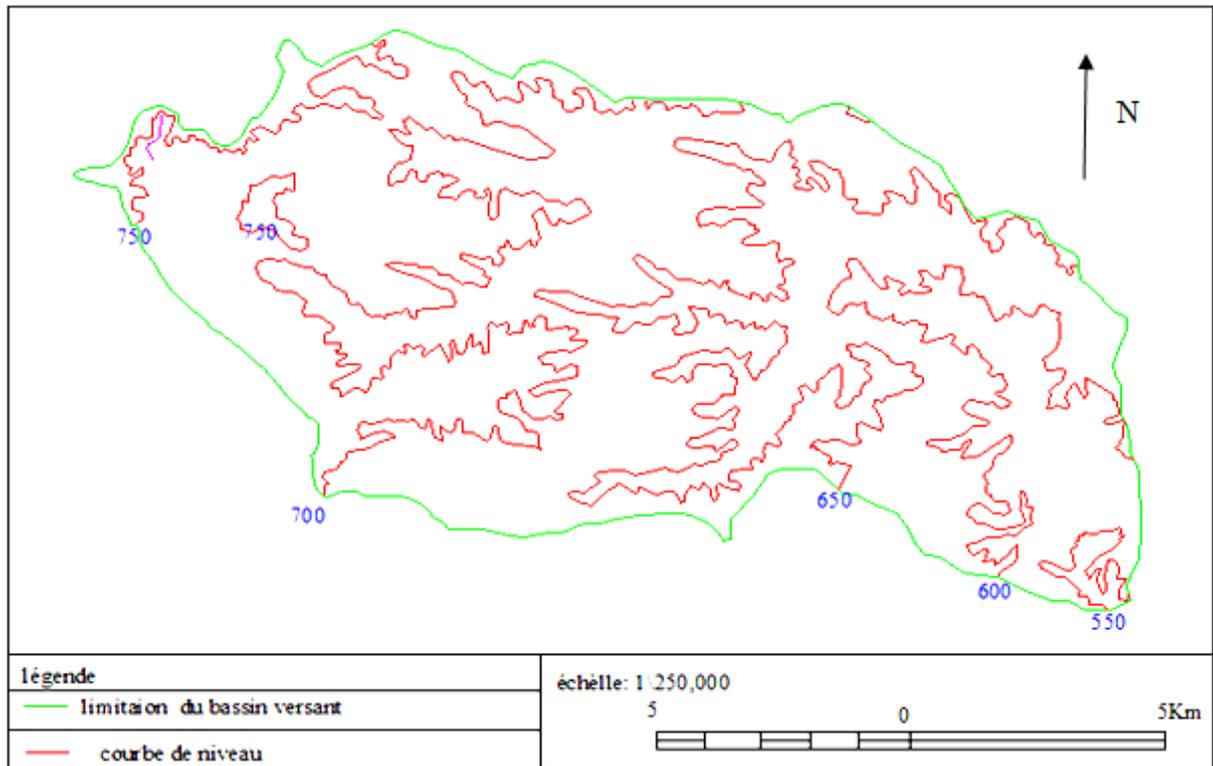


Figure (2-1) : Topographie du bassin versant

2.1.2.4. Hypsométrie du bassin versant :

A partir du tableau (2-1) le pourcentage des aires partielles est déterminé et la courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau (2- 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Surfaces partielles (km)	Surfaces partielles (%)	Surface cumulée
750-700	114.30	29.3	29.3
700-650	142.24	36.47	65.77
650-600	89.60	23	88.77
600-550	43,86	11.25	100

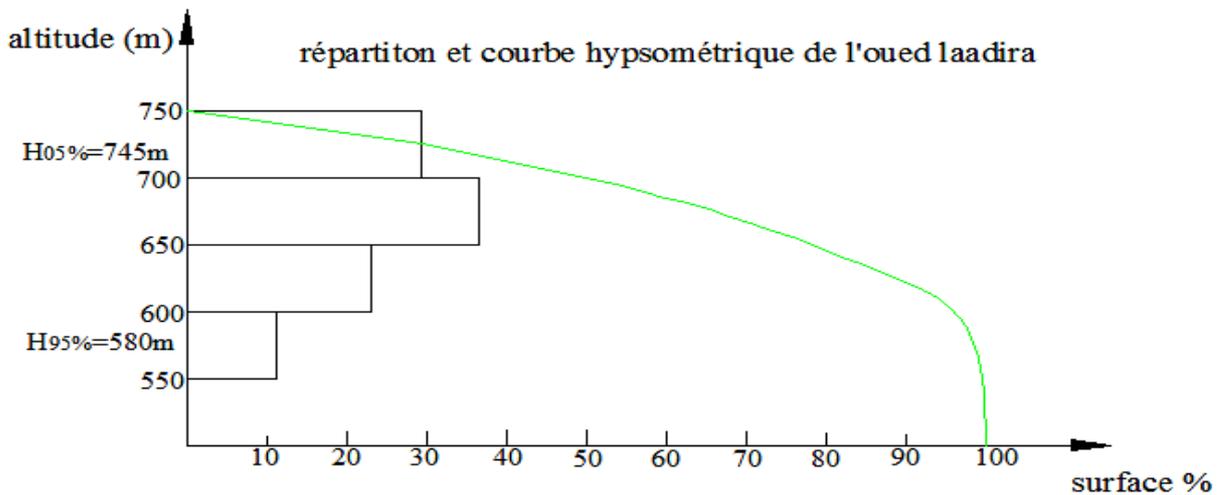


Figure (2-2): courbe hypsométrique

2.1.2.5. Altitude médiane:

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

$$H_{med} = 700 \text{ m}$$

2.1.2.6. Altitude moyenne

L'altitude moyenne est définie par la formule suivante : $H_{moy} = \frac{\sum Si.Hi}{S} = 680 \text{ m}$

2.1.2.7. Indice de pente globale : P. Dubreuil

Elle est définie par la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{05\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (2-5)$$

Avec : L : longueur de rectangle équivalent

D'où: $I_g = 4.44 \text{ m/km}$

2.1.2.8. Indice de pente de rocher I_p

Elle est définie par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{Si(Hi - Hi_{-1})} \dots \dots \dots (2-6)$$

Avec :

- L : longueur de rectangle équivalent (m)
- Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

En trouve que $I_p = 27.67m/km$

2.1.2.9. Pente moyenne du bassin versant I_m

Elle est donnée par la formule suivante

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(2-7)$$

- ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives
- $L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).
- S : superficie du bassin versant (Km²).

Donc : $I_{moy} = 40m/km$

2.2. Caractéristiques hydrographiques:

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

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».le réseau hydrographique est représenté dans la figure (2-3)

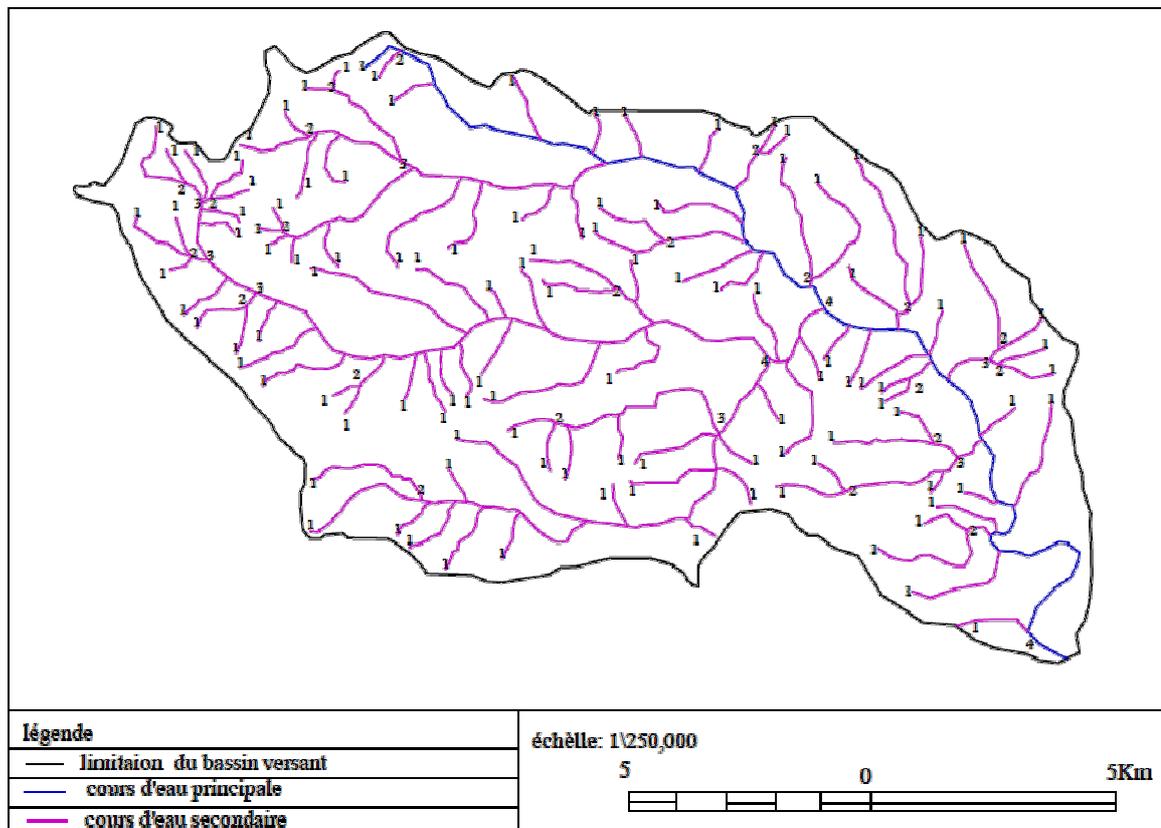


Figure (2-3) : classification du SCHUM

2.2.1. Densité de drainage:

Elle est définie par la formule suivante

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(2-8)$$

Avec

$\sum L_i$: somme des longueurs de tous d'ordre les cours d'eau d'ordre i en (Km)

S:surface du bassin versant en (Km²).

En obtient

Bassin versant	$\sum L_i$ en Km	S (Km ²)	D_d (Km/Km ²)
El hameur	360	390	0.92

2.2.2. Temps de la 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:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(2-9)$$

$$T_c = 18.53 \text{ min}$$

Tableau (2- 2): les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Caractéristique		Valeur
Surface	km ²	390
Périmètre	km	96
Longueur	km	37.14
Largeur	km	10.81
Altitude maximale	m	750
Altitude moyenne	m	680
Altitude médiane	m	700
Altitude minimale	m	550
Altitude 5%	m	745
Altitude 95%	m	580
Indice de compacité		1.36
Indice de pente globale	m/km	40
Pente moyenne du bassin versant	%	4.44
Longueur du cours d'eau principal	km	60
Densité de drainage	km/km ²	0.92
Temps de concentration	min	18.53

3. Caractéristiques climatique du bassin versant:

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

On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre 3000mm/an, et une faible précipitation avec une moyenne de 70mm/an

3.1. Température de l'air

Les températures moyennes mensuelles de l'air mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'office national de la météorologie (ONM) pour la période 1975/2011) sont les suivantes:

Tableau (2-3) : Températures moyennes mensuelles pour une période d'observation (1964/2011)

MOIS	jan	Fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
T(°C)	10.6	13.0	15.9	19.7	24.0	30.0	33.1	32.3	27.8	21.0	14.8	11.7

3.2. Vitesse de vent

Les vents dominants d'été soufflent du nord-est, ils sont forts et chauds mais en hiver ils soufflent du nord ouest ils sont froids et humides (données issues de l'office national de la météorologie (ONM))

Tableau (2-4) : vitesse moyennes mensuelles du vent pour une période d'observation (1964/2011)

MOIS	Jan	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
Vitesse du vent (m /s)	3.7	4.0	4.4	4.8	4.5	4.4	3.7	3.4	3.5	3.2	3.1	3.5

3.3. Humidité de l'air:

Les données de la station météorologique de Ghardaïa montrent qu'il y a une période de sécheresse de mois de juin /juillet et une période humide c'est l'hiver

Tableau (2-5): Humidité moyennes mensuelles sur une période d'observation (1964/2011)

MOIS	jan	Fév	mars	avril	mai	Juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
humidité%	57	49	44	37	32	28	34	26	37	46	55	59

3.4. Evaporation:

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au niveau de la station de mesure de Ghardaïa (données issues de l'atlas climatologique national) sont les suivantes:

Tableau (2-6) : Evaporation moyennes mensuelles

MOIS	jan	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	Déc
Evaporation (mm/j)	4.2	5.4	7	8.9	11	13.5	15.1	13.7	9.9	7.1	4.5	4.3

3.5. Etude pluviométrique

Le bassin de l'oued LAADIRA ne dispose d'aucune station hydrométrique. A cette raison les données pluviométriques utilisées sont de la station de Ghardaïa

Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 47 années allant de 1964 à 2011.

Tableau (2- 7): caractéristiques de la station de GHARDAIA

NOM	Station	Coordonnées		Z [m]	Nbr d'année d'observation	Pluie moy Annuelle (mm)	Exposant climatique b
		Latitude	Longitude				
2-17-03	GHARDAIA	32°02' N	03°48'E	468	46	65.5	0.15

Source : O.N.M

3.5.1 Pluie moyenne annuelle:

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classique de THEISSEN ne peut être utilisée.

Les pluies moyennes annuelles sont portées dans l'annexe 02

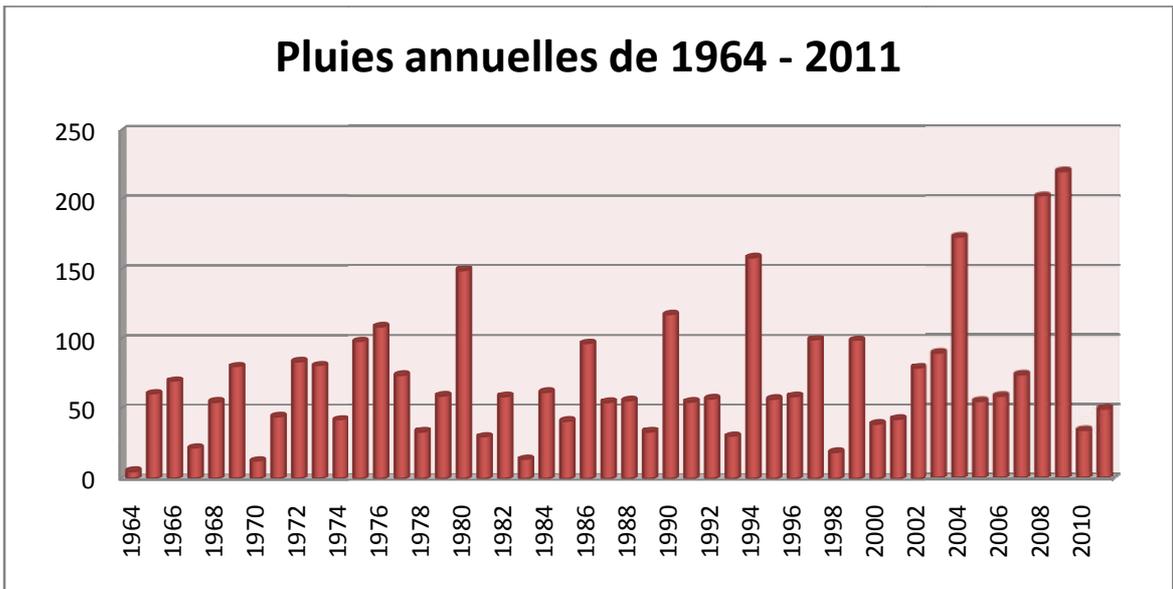


Figure (2-4) : Répartition annuelle des pluies

3.5.2 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station GHARDAIA (1964/2011)

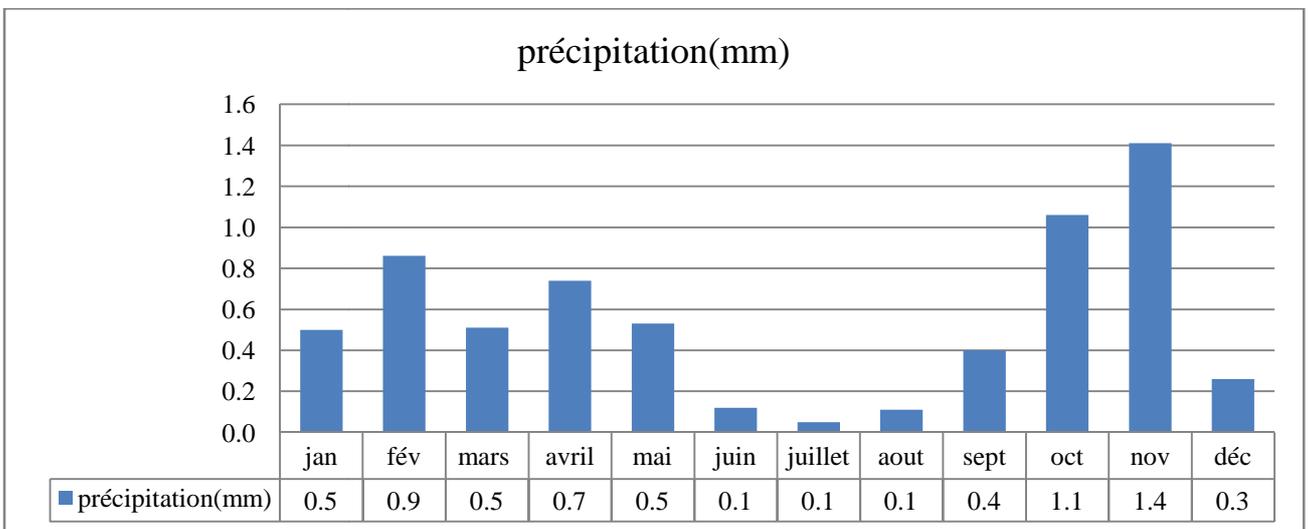


Figure (2-5) : Répartition mensuelle des pluies moyennes

3.5.3. Les pluies maximales journalières:

La station de Ghardaïa a considéré avec une série d'observation de 36années (1975-2011)

Voire l'annexe 03

3.5.4. Ajustement des pluies maximales journalières:

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN"

➤ Ajustement à la loi de GUMBEL :

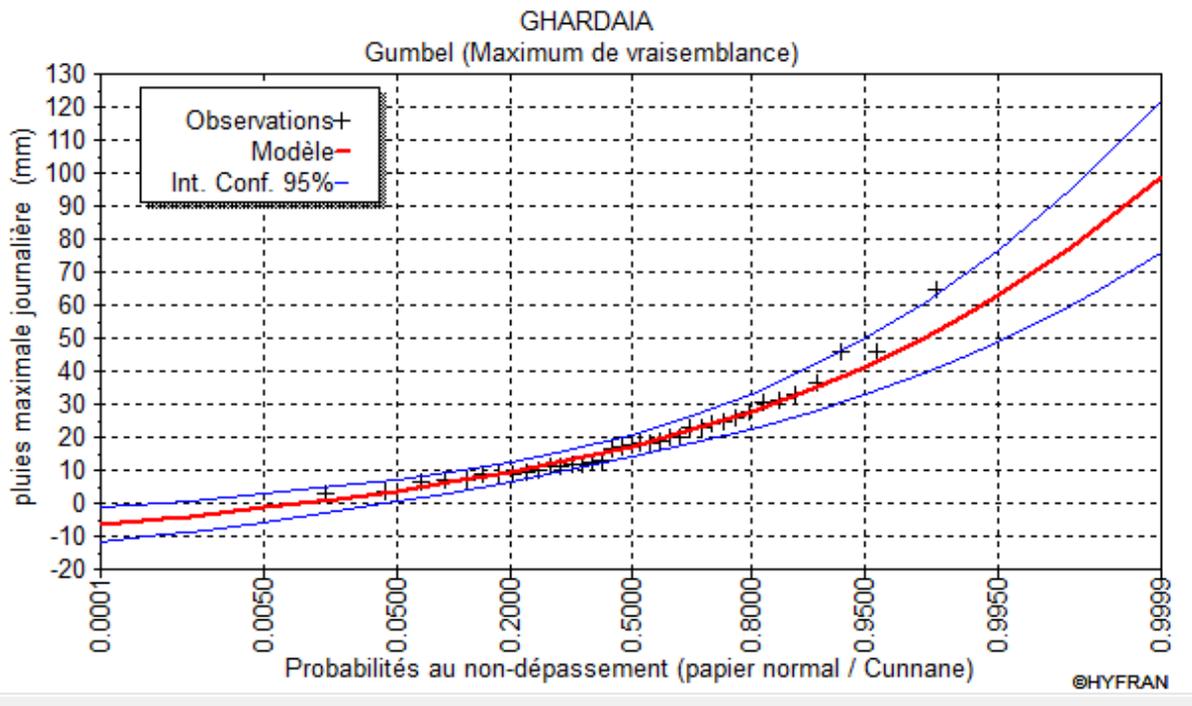


Figure (2-6): ajustement à la loi de GUMBEL

➤ Ajustement à la loi log normal :

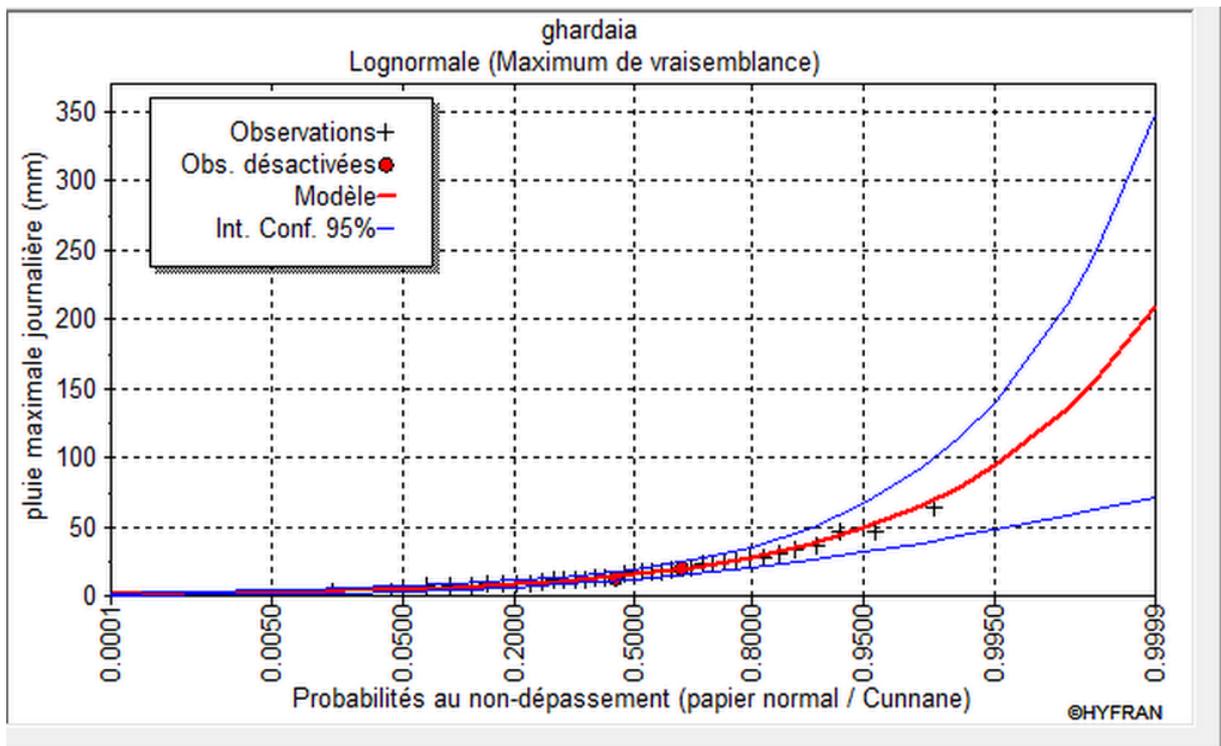


Figure (2-7) : ajustement à la loi de Log normal

- **Conclusion**

D'après les deux schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi de Log normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

Donc :

Les précipitations pour différentes périodes de retour sont récapitulées dans le tableau suivant:

Tableau (2-8) : résume les différentes précipitations pour différents périodes de retour

Période de retour	5	10	20	50	100	1 000	10 000
Précipitation max journalière	27.9	38	49	65.2	79	135	209

3.5.5. 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:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (2-10)$$

- P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .
- P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.
- t : temps en heures.
- b : exposant climatique ($b = 0,47$).
- L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (2-11)$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans l'annexe 04

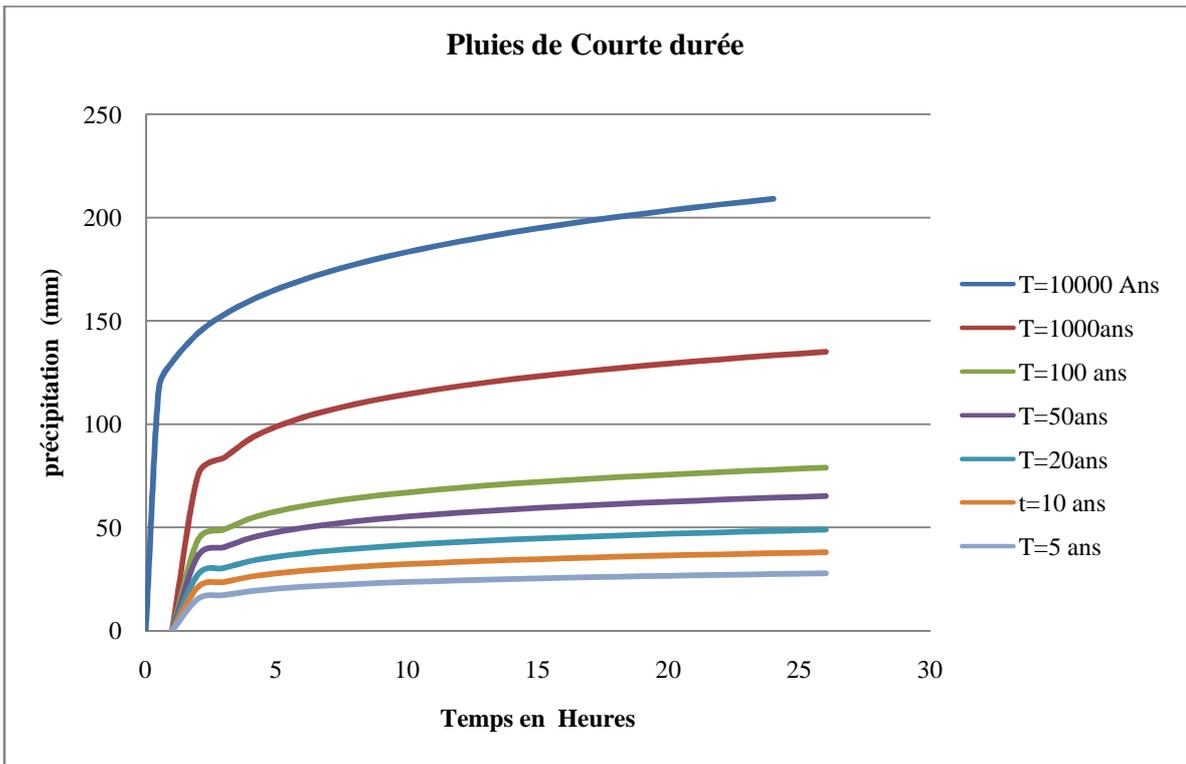


Figure (2-8): courbe des pluies à courtes durées

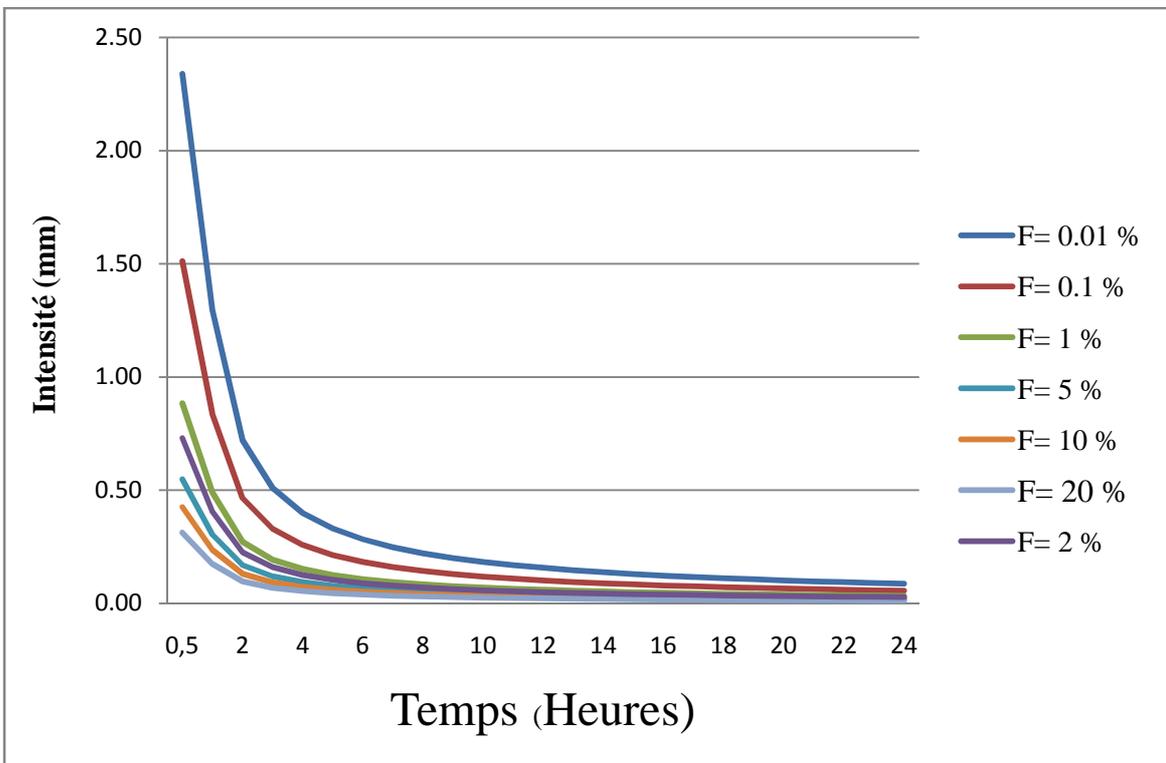


Figure (2-9) : courbe intensité fréquentielle

4. Transport Solide

Le transport solide dépend de l'étendue du relief du bassin versant, et de la nature du sol. L'emploi des formules empiriques est inadéquat en raison de la particularité de leurs domaines d'application.

Le volume mort est important de trouver, à cet effet on fait l'analogie d'autre bassin versant aride ou semi arides

L'évaluation du transport solide par analogie avec d'autre bassin versant est faite de façon en appréciant les différences possibles avec Ghardaïa au niveau de l'érodabilité du bassin. Cette étude a proposé une concentration moyenne de 5g /l de MES et un charriage de fond équivalent en poids en transport et en suspension.

L'évaluation des apports liquides a été faite en ne considérant que les pluies dont l'intensité est suffisante pour provoquer un écoulement et en leur appliquant un coefficient de ruissèlement inférieur à 1.

Selon les observations faites sur les précipitations, seules les pluies journalières supérieures à 5mm, qui présente 50% des précipitations (79mm/an), soit environ 39.5mm/an, élanche un écoulement. Le coefficient de ruissèlement diminue pour des événements pluvieux plus fréquents et pour des superficies du B .V plus grandes [Bonnard et Gradel bureau d'étude suisse]

$$MES_{50} \text{ en tonne } T=S \text{ (km}^2\text{)} \times 50\% \times 39.5\text{mm} \times 5\text{g/l} \times 50\text{ans} \dots\dots\dots (2-12)$$

$$V_{\text{mort}} = T_{\text{as}} / \gamma_s \text{ (Mm}^3\text{)} \dots\dots\dots (2-13)$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.60\text{kg/m}^3$$

L'application au bassin du site oued EL HAIMEUR présenté au tableau ci dessous

Tableau (2-9) : Calcule du volume mort.

Superficie	Transport solide annuelle		VOLUME mort	
	Suspention en tonne	Avec charriage en tonne	En m ³	En Mm ³
390 Km ²	3851250	4814062.5	3008789.06	3.0

Note : en Algérie le charriage est estimé à (0-35%) de transport solide, nous avons pris 25%

5. Etude des crues :

Les crues sont de l'écoulement variable dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Mais leur étude reste un domaine inconnu pour les régions sahariennes, on a

plusieurs méthodes pour calculer la crue de projet pour différents périodes de retour parmi ces méthodes

Formules de type Myer (fonction de la superficie).

Courbes enveloppes (fonction de la superficie)

La méthode Francou - Rodier.

Méthode de Rodier et Auvray (1965, 1988), analogie avec le sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara

Méthode de Puech et Chabi-Gonni (1984), analogie avec le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara.

Méthode de l'hydrogramme synthétique.

Parmi ces méthodes on utilise la méthode de radier auvray (1965,1988) parceque c'est la plus simple

5.1. Méthode régionale d'évaluation des caractéristiques des crues :(radier auvray 1965-1988)

5.1.1. Fonction de production :

Cette fonction sert à évaluer les pluies ponctuelles mesurées à une station de référence. L'évaluation se fait à l'aide des abaques qui donnent le coefficient de ruissellement K_r en fonction de la superficie A du bassin versant et des indices de relief R . Ainsi que le volume d'eau V_t précipité sur le bassin versant :

$$V_t = P_j \cdot K_a \cdot K_r \cdot \frac{A}{1000} [10^6 m^3] \dots\dots\dots(2-14)$$

K_a : étant un coefficient d'abattement qui traduit la diminution spatiale moyenne de la pluie par rapport à la pluie ponctuelle de la station de référence, quand la surface du BV est $\geq 50 km^2$ nous avons utilisé l'équation

$$K_a = 1.1943 - 0.0604 \cdot \ln(A) \text{ pour } A > 50 km^2 \dots\dots\dots(2.15)$$

K_r : le coefficient de ruissellement.

On trouve que :

- **Le coefficient de ruissellement.**

On a $I_g=0.0044$ implique que le relief est faible (R2P2)

$$K_r=0.37$$

- **Le coefficient d'abattement :**

$$K_a= 0.83$$

5.1.2. Fonction de transfert :

La fonction transfert traduit l'amortissement de la crue vers l'aval. Le temps de montée T_m et le temps de base sont déterminés précédemment en fonction de la superficie et selon des indices de pente, comme coefficient de ruissellement [méthode de Rodier et Auvray (1965), analogie avec le Sahel et la zone subdésertique au sud du Sahara]

Le coefficient de pointe est le rapport du débit maximal ruisselé. Ce dernier est égal au volume divisé par le temps de base :

$$\alpha = Q_{\max} / Q_{\text{moy}}$$

d'où

$$Q_{\text{moy}} = V / T_b$$

$$Q_{\max} = \alpha * V / T_b$$

Le coefficient de pointe α se détermine en fonction de la superficie généralement comprise entre 2 et 4

$$\alpha = 0.24 \ln(A) + 2 \dots \dots \dots (2-16)$$

D'où $\alpha = 3.43$

Pour un indice de relief R2, correspondant à celui des bassins du M'Zab, le temps de base est donné par

$$T_b = 2,146 A^{0,368} \dots \dots \dots (2-17) \quad (\text{cf. Rodier et Auvray, 1965})$$

On obtient les résultats au tableaux suivant :

Tableau (2-10): Résumé et calcul des débits des crues pour différentes périodes de retour

Différentes périodes de retour (ans)	A(Km ²)	T _b (h)	T _m	P _{MAX} (mm)	K _r	K _a	V _{MOY} (Mm ³)	Q _{MOY} (m ³ /s)	α	Q _{max} (m ³ /s)
5	390	19.6 4	4.50	27.9	0.37	0.83	3.34	47.7	3.43	163.5
10				38			4.55	64.9		222.8
20				49			5.86	83.6		286.9
50				65.2			7.80	111.3		381.9
100				79			9.46	135.0		463.2
1 000				135			16.17	230.8		791.7
10 000				209			25.03	357.3		1225.5

5.2. Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est l'identité de la crue .il nous donne les caractéristiques principales

- Forme de crue , Débit de pointe , Durée de crue

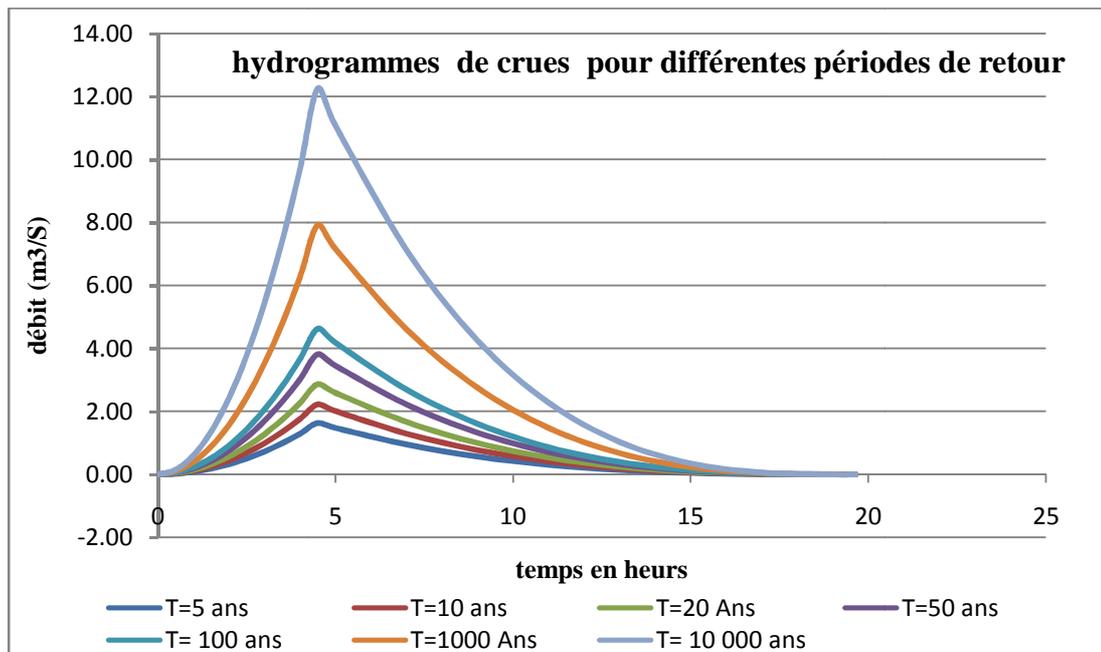


Figure (2-10) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

5.3. Choix de la crue du projet:

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

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

Tableau (2-11) : Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
<ul style="list-style-type: none"> - Elevés - Perte de vie - Dommage considérable 	1/100000 à 1/10000
<ul style="list-style-type: none"> - Importants -Pas de perte de vie - Dommages importants 	1/10000 à 1/1000
<ul style="list-style-type: none"> - Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers 	1/1000 à 1/100

D'après les levées et les observations qui ont été faites sur le terrain pendant la phase de reconnaissance, on constate que les dégâts engendrés en cas de rupture du barrage sont importantes vu l'existence des habitants au pied du barrage et les dégâts matériels causés par la submersion des maisons et terres agricoles. Donc il faut prendre une fréquence de telle sorte que tous ces paramètres doivent être pris en considération.

Donc j'ai opté pour une fréquence 1/100.

5.4. Courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces :

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 542.80m et la cote maximale est 559.67m, soit une hauteur de 16.87m.

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

Tableau (2-12) : Courbes topographiques et volumétriques

Altitude (m)	Surface en (m ²)	Volume en (m ³)	Volume en (Mm ³)
538	0	0	0.0
540	5,200	3,400	0.0
542	15,000	23,400	0.0
544	63,200	96,000	0.1
546	266,700	402,400	0.4
548	595,300	1, 242,700	1.2
550	847,800	2, 678,300	2.7
552	1, 279,000	4, 790,300	4.8
554	1, 713,700	7, 772,400	7.8
556	2, 114,600	11, 593,600	11.2
558	2, 528,700	16, 230,700	16.2
560	3, 065,200	21, 816,000	21.8
562	3, 616,400	28, 490,000	28.5
564	4, 216,600	36, 315,300	36.3
566	4, 785,600	45, 311,400	45.3
568	5, 553,800	55, 641,200	55.6
570	6, 408,700	67, 593,500	67.6
572	7, 614,600	81, 599,400	81.6

Les courbes (capacités-hauteurs ; surfaces-hauteurs) sont représentées dans l'annexe 06

6. Régularisation de débit :

La régularisation des débits sert à déterminer la meilleure façon de restituer les eaux stockées au barrage

Dans notre cas l'objectif de ce barrage est la protection de la ville de Ghardaïa contre les inondations. Notre barrage n'est pas destiné à l'AEP ni à l'irrigation c'est pour ça il n'y a aucun sens de faire la régularisation

7. Laminage des crues

7.1 Principe de calcul :

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dh \dots\dots\dots (2-18)$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \text{ ou } Q-q = S. \frac{dH}{dt}$$

Et, dH/dt : représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dites hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autres méthodes dont nous retenons trois méthodes celles de :
Entre autre la méthode de KOTCHERINE

7.2 Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue

7.2.1 Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots (2-19)$$

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

De cette relation il se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (2-20)$$

7.2.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$Q_{\text{max p\%}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \dots\dots\dots (2-21).$$

Où :

- m : coefficient de débit, dépendant notamment de la forme de déversoir m =0,49
- g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s];
- b : la largeur de déversoir
- H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$Q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots (2-22)$$

$$S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots (2-23)$$

En obtient :

$$V_{\text{moy}} = \frac{Q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (2-24)$$

Avec :

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (2-25)$$

Ou :

- H_o : la charge globale.
- $\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;
- P : la hauteur de pelle.

Donné de départ : (m=0,49) ; (P=1)

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

Les résultats sont donnés dans l'annexe 07

On trace les courbes de croissante représenté dans la figure, La courbe $H=f(Q,q)$ nous permet de définir la largeur de déversoir optimal et le débit correspondant

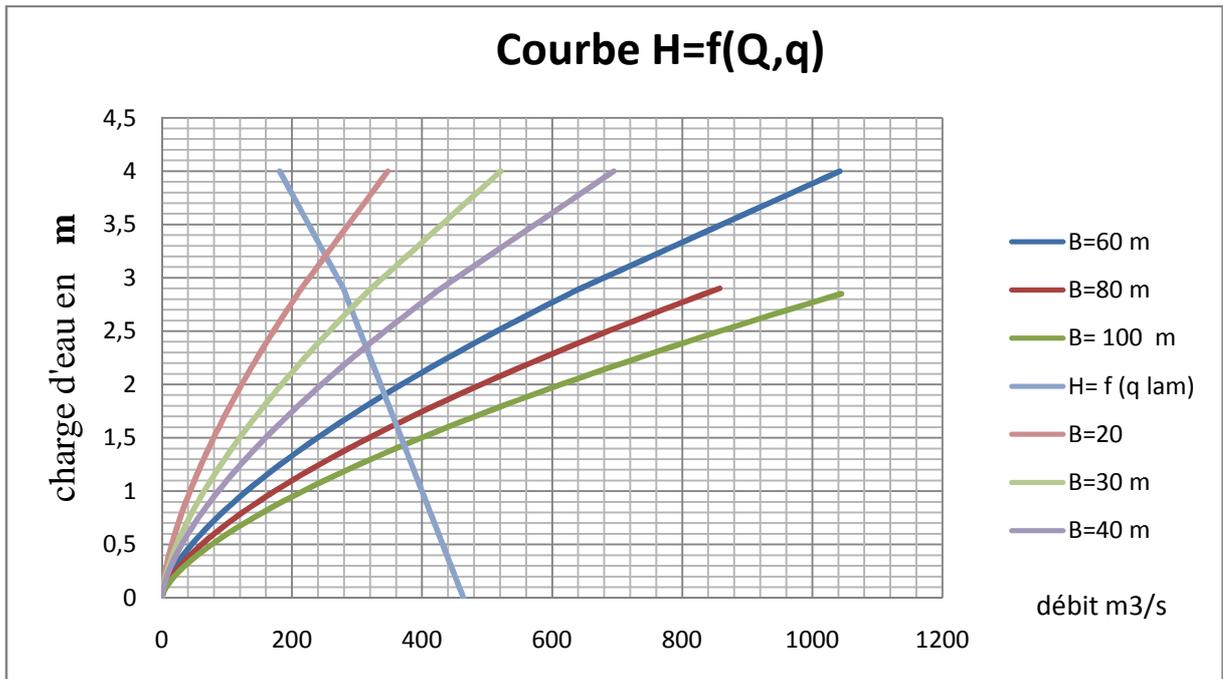


Figure (2-11): Courbe $H=f(Q,q)$

Et à travers le tableau précédent on trace aussi la courbe de variation des volumes déversés pour chaque largeur de déversoir $V=f(q, Q)$ qui nous permet le choix de la largeur de déversoir économique

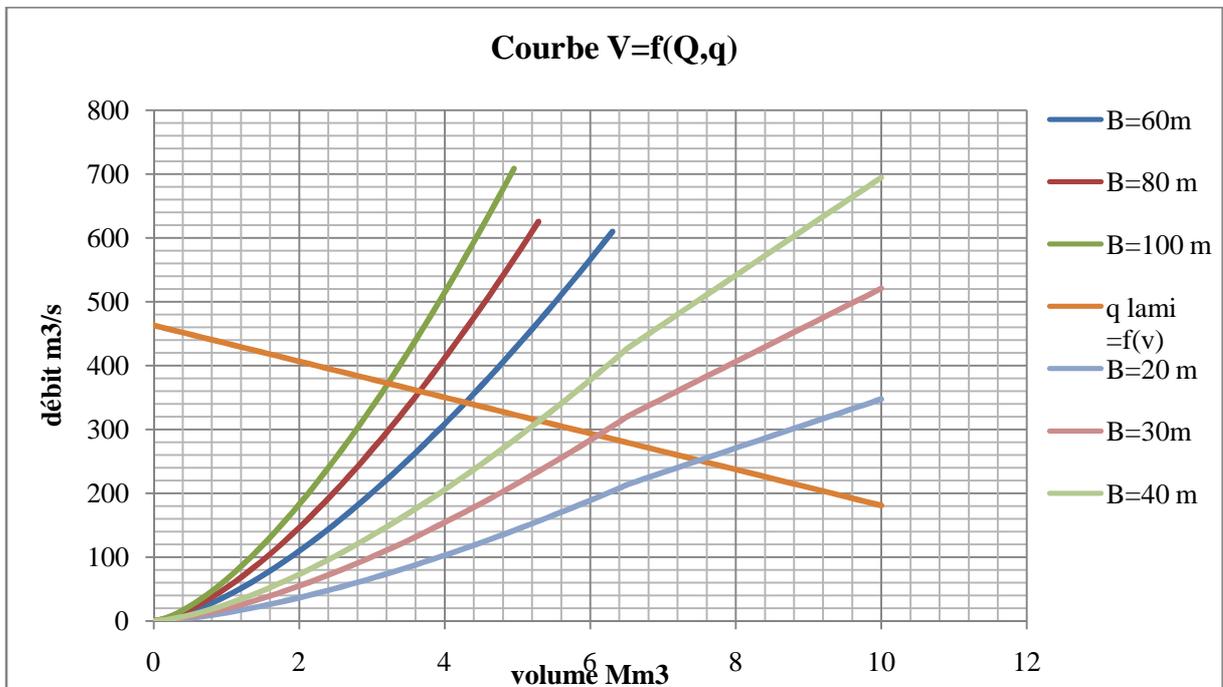


Figure (2-12) : courbe $q=f(v \text{ forcé})$

Les caractéristiques de chaque largeur de déversoir proposé (débit évacué, volume forcé, lame déversée) représentés au tableau suivant

Tableau (2-13) : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

B (m)	H (m)	NPHE (m)	Q (m ³ /s)
20	3.2	558.95	254
30	2.7	558.45	294
40	2.35	558.1	316.8
60	1.9	558.65	345.4
80	1.6	558.35	363.3
100	1.4	558.15	376.2

8 Etude d'optimisation de l'évacuateur de crue:

Le but de cette étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue et la hauteur optimale de la digue, pour obtenir le devis plus économique de l'aménagement

8.1 Le coût de la digue

Le coût de la digue pour différentes cotes de crête est conditionné par la largeur de déversoir .Le cout de l'évacuateur est en fonction direct avec la longueur du seuil déversant.

Le surcoût de remblais a été évalué sur la base d'un prix de 1,500 DA/m³ et le surcoût du déversoir sur la base d'un prix de 25,000 DA/m³ de béton.

Des métrés de la digue d'El Haimeur pour différentes hauteurs, il ressort que la variation du volume de remblai par centimètre de hauteur au voisinage de la cote prévisionnelle de crête est de 360 m³ / cm. pour l'évacuateur de crues, la longueur développée d'amont en aval, en intégrant un bassin d'amortissement

Tableau (2-14) : cout de la digue plus le déversoir

L déversoir [m]	Cote max. [NGA]	Surcoût déversoir [Million DA]	Surcoût remblais+excavation [Million DA]
20	558.95	22,6	410.0
30	558.45	29,4	402,1
40	558.1	36,3	399,4
60	558.65	50,1	394,1
80	558.35	63,8	388,9
100	558.15	77,6	383,6

8.2 Le cout de coursier:

- La longueur de coursier est $L=125\text{m}$
- La hauteur de mur $H=h_{cr}+R$ avec $R=0.72\text{ m}$
- La largeur du coursier $b=Q^{0.4}$ (2-26)
- L'épaisseur est $e=0.5\text{m}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau (2-15): coût de coursier

L déversoir [m]	Débit déversés (m^3/s)	Largeur du coursier(m)	Section S (m^2)	Volume de béton V (m^3)	Cout de coursier DA
20	254	9.2	6.08	955	23865574
30	294	9.7	6.36	922	23041726
40	316.8	10.0	6.50	943	23575612
60	345.4	10.4	6.68	969	24213667
80	363.3	10.6	6.79	984	24597000
100	376.2	10.7	6.86	995	24866280

Tableau (2-16) : coût total de la digue plus l'évacuateur de crue

L déversoir [m]	Surcoût déversoir [Million DA]	Surcoût remblais+excavation [Million DA]	Cout de coursier (DA)	Cout total
20	22,6	410	23.9	456.5
30	29,4	402,1	23.0	454.5
40	36,3	399,4	23.6	459.3
60	50,1	394,1	24.2	468.4
80	63,8	388,9	24.6	477.3
100	77,6	383,6	24.9	486.1

9 Courbe d'optimisation :

D'après le tableau ci-dessus on trace la courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue

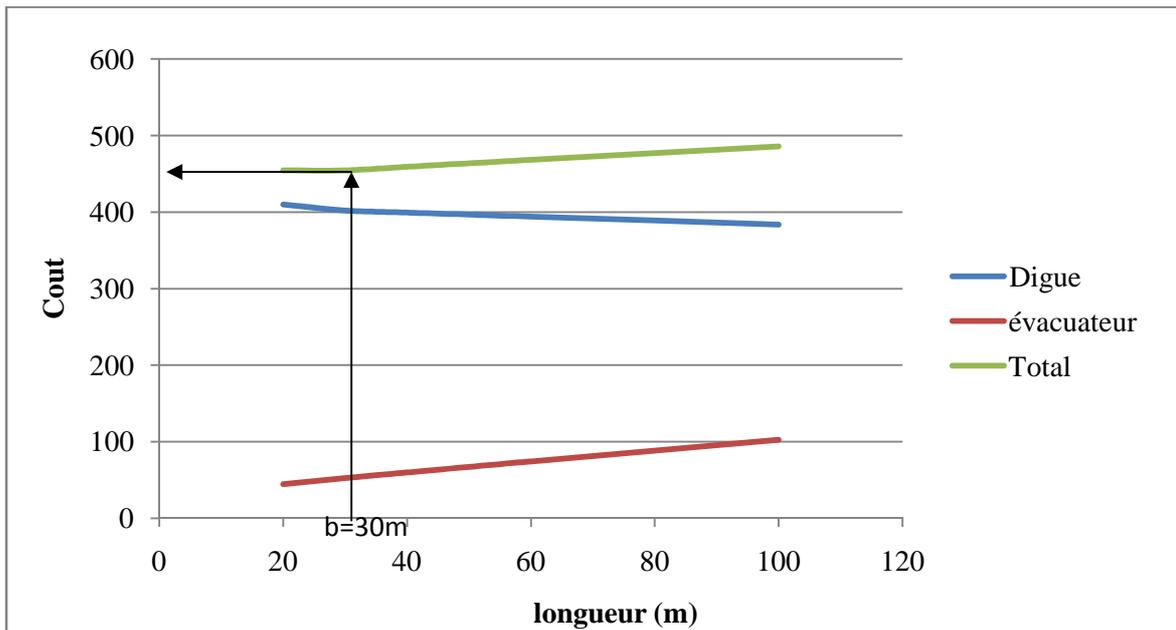


Figure (2-13) : courbe d'optimisation de l'évacuateur de crue

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure, le largeur déversante donnant le coût minimum est de $b=30$ m et que la hauteur déversante est de $H_0=2.7$ m

Afin de déterminer H_0 on peut déterminer le niveau des plus haute eaux

Puisque $NNR=555.45$ [NGA]

Alors :

$$H_{PHE} = NNR + H_0 = 558.15 \text{ NGA}$$

10 Dimensionnement préalable de la digue :

10.1 Détermination de la cote de crête :

La cote de crête est déterminée en considérant le niveau des plus hautes eaux PHE déterminés dans le cadre des études de laminage plus avant et la hauteur de vague de projet déterminée ci-après:

10.1.1 Calcul de la revanche :

La revanche est mesurée au dessus des niveaux des plus hautes eaux correspond a la crue maximum. On a plusieurs formule de calculer la revanche entre autre :

Formule de devis :

- $R = 0,75 \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(2-27)$
- H_v : Hauteur des vagues (m)
- v : vitesse des vagues (m/s)

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

- Formule de STEVENSON :
- en a $H_v = 0.75 + 0.032\sqrt{VF} - 0.26^4\sqrt{F}$ (m) (2-28)

Avec :

F : Longueur du fetch en km et
 v : vitesse de vent en km/h

- Formule de Mallet et paquant :
- $H_v = 0.50 + 0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots(2-29)$

- Formule de Molitor :
- Pour $F < 30$ Km en a $H_v = 0,75 + 0,032\sqrt{FU} - 0,27\sqrt[4]{F}$ (2-30)

D'après les données :

- L Fetch = 2,5 km
- Vitesse du vent : 150km/h

Formule	Hv : hauteur des vagues
Formule de STEVENSON	1.05 m
Formule de Mallet et Paquant	1.02 m
Formule de Molitor	1.03 m

On prend la hauteur des vagues $H_v = 1.03$ m

La vitesse des vagues est donnée par la formule de Gaillard

$V = 1.50 + 2H_v$ (m/s) (2-31)

danc $V = 3.56$ m/s

La revanche sera : $R = 1.42$ m

La hauteur du barrage est calculée comme suite :

H_b : hauteur du barrage (m) N G A

On prend le tassement de la digue est de $T = 0.1$ m

$H_b = 555.45 - 542.8 + 2.7 + 1.42 + 0.1$

Donc : la hauteur de barrage est de $H_b = 16.87$ m

10.1.2 Fruit de talus :

D'après le tableau suivant : on prend le fruit de talus comme suite

Tableau (2-17) : valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
H < 5	-Homogène	2.50	2
	-A zoné	2	2
5 ≤ H ≤ 10	-Homogène, Granularité étendue	2	2
	-Homogène à forte pourcentage d'argile	2.5	2.5
	-A zoné	2	2.5
10 ≤ H ≤ 20	-Homogène, granulométrie étendue	2.5	2.5
	-Homogène à forte pourcentage d'argile	3	2.5
	-A zoné	2	3

[3] ; cours d'ouvrage hydrotechniques quatrième année -M.K.MIHOUBI- année universitaire 2007/2008

$$m1=2.5$$

$$m2 =2.5$$

10.1.3 Largeur en crête :

Ils existent plusieurs formules pour calculer la largeur en crête :

➤ Formule KNAPPEN $b=1.65\sqrt{Hb}$ (2-32)

➤ Formule de PREECE $b=1.10 \sqrt{Hb}+1$ (2-33)

➤ Formule de CEMAGREF DEGOUTTE $b=3.6 \sqrt[3]{Hb -3}$ (2-34)

Les résultats présentés au tableau suivant

Tableau (2-18) : Résumé de calcul de Largeur en crête

Formule	b(m)	Valeur adopté
KNAPPEN	6.77	6 m
PREECE	5.51	
CEMAGREF DEGOUTTE	6.23	

On prend la largeur de la digue B =6m

10.1.4 Revêtement des talus :

On a plusieurs formules de calculer l'épaisseur de revêtement du talus amont parmi eux on a la formule de Tennessee valley authority(T V A)

$$e =Cv^2..... (2-35)$$

v : vitesse des vague déterminée par la formule de Gaillard $v= 3.56 \text{ m/s}$

C : coefficient dépend de fruit de talus et du poids spécifique γ_b de l'enrochement utilisé le coefficient est donné par le tableau ci-après

Tableau (2- 19): Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ

Pente du talus	Valeurs de C pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.5$
1/4	0.027	1/4	0.027
1/3	0.028	1/3	0.028
1/2	0.031	1/2	0.031
1/1.5	0.036	1/1.5	0.036
1/1	0.047	1/1	0.047

On prend $\gamma_p=2.5$

Talus amont :

$e_{\text{amont}}=0.38$ m c'est l'épaisseur de la couche d'enrochement

Talus aval

Dans les régions du climat chaud il ya lieu de fixer un revêtement en pierre d'épaisseur de 0.1à0.2m d'épaisseur

Donc on prend l'épaisseur du talus aval

$e_{\text{aval}}= 0.2$ m

Conclusion:

On adopte une protection du talus amont de la digue d'épaisseur de 38cm et une protection du talus aval de la digue d'épaisseur de 20cm avec deux couches d'alluvion

10.1.5 Le drain de la digue

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

a Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d=1/4 L_b \dots\dots\dots (2-36)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale de la digue ($L_b=91.4$ m)

On trouve $L=22.85$ m

On prend $L_d=23$ m

b Dimensionnement du prisme de drainage:

Fruits des talus :

$m1 = (1,00 , 1,75)$ on prend $m1=1,5$;

$m_2 = (1,50 , 2,50)$ on prend $m_2=2,5$

c Hauteur de la prisme de drainage

$$H_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots\dots\dots (2-37)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b=16.87m$)

$$h_p = 0.15h_b = 2,38m$$

On prend: **$h_p=2,5m$**

d Largeur en crête

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \dots\dots\dots (2-38)$$

$$B_{dr} = 1/3 h_p = 0.833m \quad \text{on prend } B_{dr} = 1m$$

10.1.6 Calcul des filtres :

Les filtres sont constitués de couche successives de perméables, de granulométrie plus en plus fines. Le filtre ne doit ni se dégrader ni se colmater

Généralement le choix du filtre doit répondre au critère de TERZAGUI

$$20 > \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{15 \text{ sol à protéger}}} > 4$$

Associé à la condition citée en équation ci-dessus, l'US *Bureau of réclamation* préconise la relation suivante:

$$5 < \frac{d_{50 \text{ filtre}}}{d_{50 \text{ sol à protéger}}} < 10. \text{ Et } \frac{d_{15 \text{ filtre}}}{d_{85 \text{ sol à protéger}}} < 5$$

Ensuite, on vérifie la condition de l'absence du renard aux sols proprement dits :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[3]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (2-39)$$

Où:

$$\eta : \text{Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, } \eta = d_{60}/d_{10} \dots\dots\dots (2-40)$$

$$n : \text{Porosité du sol en fonction d'unité } n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta \dots\dots\dots (2-41)$$

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Ensuite, on vérifie une condition, relative de l'infiltration dans le filtre :

$$K_F \geq (2 + \sqrt[3]{\eta}) K \text{ (m/s)} \dots\dots\dots (2-42)$$

Où :

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

On fait l'application:

a Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

La granularité de sol a protégé :

$$d_{15} = 0.2 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 8 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 200 \text{ mm.}$$

La première couche de filtre est entre La terre du corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

$$0.8\text{mm} < D_{15} < 4\text{mm} ;$$

$$40 \text{ mm} < D_{50} < 80 \text{ mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 2.4\text{mm} ;$$

$$D_{50} = 60 \text{ mm.}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$9.6 \text{ mm} < D_{15} < 48 \text{ mm} ;$$

$$300\text{mm} < D_{50} < 600 \text{ mm.}$$

b Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

Filtre N° 1 :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'après la courbe granulométrique de F1 :

$$d_5 = 1.4 \text{ mm}; d_{10}=2 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 3,0\text{mm} ; d_{60}=80 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 40 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n=0,160$$

$$D_5/D_{17}=0,4665 > 0,338$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de renard dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{d_{15} \text{ filtre}}{d_{85} \text{ sol a protéger}} = \frac{2.4}{200} = 0.012 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N°2 :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta)\frac{n}{1-n}$$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 24$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0,40$ d'où $n = 0,280$

$D_5/D_{17} = 0,50 > 0,465$

La condition est vérifiée donc le phénomène de renard n'existe pas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0,53 < 4$$

$$\frac{d_{15} \text{ filtre}}{d_{85} \text{ sol à protéger}} = \frac{20}{900} = 0,022 < 4$$

La condition est vérifiée.

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'encrochement d'épaisseur = 38 cm.

11 Conclusion:

L'étude hydrologique qui a été faite nous donne les paramètres nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages annexes :

- La cote au niveau du volume mort est NVM= 549.5 NGA
- Le volume utile du barrage : $V_U = 9.46 \text{ Mm}^3$
- Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 12.46 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est NNR= 555.45 NGA
- La cote de niveau plus haute eau est HPHE=558.15 NGA
- La cote de crête CC= 559.67 NGA

1. Etude de la dérivation provisoire

1.1. Introduction :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière ou l'oued devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit de dérivation 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.

1.2. Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

On a trois types de dérivation

2. Dérivation intégrale.
3. Dérivation à travers le chantier
4. Balancement de la rivière

1.3. Les organes de la dérivation :

- 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.

- 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).

- Canal de dérivation

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

1.4. 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 cinquanteennes 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 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtaines.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{max} (5\%)=286.9 \text{ m}^3/\text{s}$

1.5. Succession des travaux :

1^{ère} étape :

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

2^{ème} étape :

Construction d'une galerie à ciel ouvert qui sera par la suite mise sous remblai (sur rive gauche)

3^{ème} étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue.

4^{ème} étape :

- La mise en eau après la fin des travaux c'est ainsi que notre galerie de dérivation va nous assurer l'entretien de la vidange de fond

5^{ème} étape : enlèvement du pré- batardeau construit dans la 2^{ème} étape et la mise en eau.

1.6.Dimensionnement de la dérivation provisoire :

1.6.1. Calcul du canal :

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions, ce canal doit conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges. Il doit également avoir la capacité d'évacuation de la crue du projet.

La construction d'un tel canal nous ramène à chercher la solution la plus économique

Donc :

- La section la plus économique.
- Le chemin le plus court que possible

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m_1=m_2=1/\sqrt{3}$

❖ **Calcul de la profondeur normal :**

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (3-1)$$

Où:

Q: Débit en (m³/s), Q=286.9 m³/s

$$C : \text{Coefficient du CHEZY} : C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots (3-2)$$

$$R: \text{Rayon hydraulique d'ou } R = \frac{S}{P}$$

n : coefficient de MANNING en prend n=0.035

I : Pente du canal

$$\text{Avec: } S = (b+mh) h \dots\dots\dots (3-3)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (3-4)$$

m: Pente des talus

b: Largeur du canal (m);

h: Tirant d'eau dans le canal, (m);

$$\text{D'après le plan de l'aménagement donné dans la planche N° 01, } I = \frac{545.6-544.6}{350}$$

D'ou I=0.003

Pour la section la plus avantageuse en a :

- $R=h/2$
- $T/2=h\sqrt{(1 + m^2)}$ avec T=est la largeur de miroir
- $m=1/\sqrt{3}$

Donc on obtient :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S I^{1/2} C \text{ est la formule de MANING STRICLER}$$

Les résultats sont donnés au tableau (3-1)

Tableau (3-1) : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs :

b (m)	H (m)	S (m ²)	P (m)	R(m)	Q (m ³ /s)
5.00	4.33	21.65	15.00	1.44	43.27
6.00	5.20	31.18	18.00	1.73	70.37
7.00	6.06	42.44	21.00	2.02	106.14
8.00	6.93	55.43	24.00	2.31	151.54
9.00	7.79	70.15	27.00	2.60	207.46
10.00	8.66	86.60	30.00	2.89	274.77
10.16	8.80	89.40	30.48	2.93	286.65

Toutes les dimensions du canal sont représentées dans la figure donnée ci-dessous :

Donc : b=10.16 m la hauteur normale hn=8.80 m

Donc la hauteur de canal $H_{\text{canal}}=hn+R$

Avec :

- hn : hauteur normal.
- H_{canal} : hauteur de canal
- R : est la revanche (R=0.5m)

$H_{\text{canal}}=9.30$ m

❖ **Calcul de la hauteur critique :**

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105\sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots (3-5)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (3-6)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{Km}{b} \dots\dots\dots (3-7)$$

D'où K=4,36 m

$$\sigma_{cr} = 0,25$$

Donc : **$h_{cr} = 4.02$ m**

❖ **La pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr}C^2} \dots\dots\dots (3-8)$$

Avec : $R = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$

$$S_{cr} = (b + mh_{cr})h_{cr} = 50.17 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 31.63 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 1.58 \text{ m}$$

$$I_{cr} = 0.030$$

1.6.2. Dimensionnement de la galerie :

1.6.2.1. Laminage de crues de chantier :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe à un écoulement en charge

L'écoulement à surface libre :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Q: Débit évacué;

S : Section mouillée $S = \frac{r^2}{2}(\theta_{rad} - \sin \theta^0) \dots\dots(3-9)$

C : Coefficient du CHEZY $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

n : rugosité du béton n= 0,015.

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

P : Périmètre mouillé $P = R\theta_{rad} \dots\dots\dots (3-10)$

I : Pente de la galerie, I=0,008.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \dots\dots\dots (3-11)$$

$$\theta^0 = \text{Arc cos} (1 - h/r) \dots\dots\dots (3-12)$$

- L'écoulement en charge :

L'écoulement devra en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie

$$Q = \mu.S.\sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(3-13)$$

Où:

Q: Débit évacué;

S : Section de la galerie;

H : Hauteur d'eau devant la galerie;

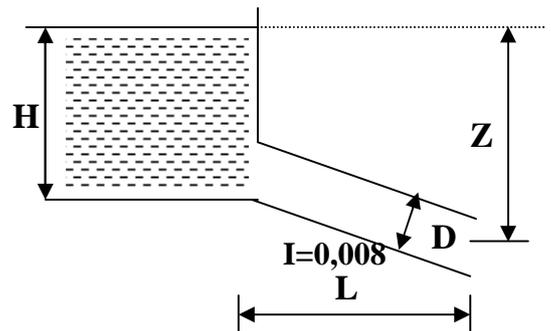
D : Hauteur de la galerie;

L : Longueur de la galerie.

Z : Dénivelée $Z = H + LI - \frac{D}{2} \dots\dots(3-14)$

Nous avons : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots(3-15)$

ξ_i = est la perde de charge



$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad , \quad \xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\xi_{\text{linéaire}} = \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots(3-16)$$

$$\lambda : \text{Coefficient de résistance linéaire} \quad \lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots(3-17)$$

L=99.6m;

n= 0.015

Nous avons pris six variantes, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (3- 2) : Coefficient de débit pour différents diamètres

$D_g(m)$	$\xi_e + \xi_s$	λ	$\lambda.L/D$	$\sqrt{1 + \sum \xi_i}$	μ
2	1.5	0.02232283	0.71	1.791	0.558
2.5	1.5	0.02072268	0.53	1.740	0.575
3	1.5	0.01950079	0.41	1.707	0.586
3.5	1.5	0.01852407	0.34	1.684	0.594
4	1.5	0.01771764	0.28	1.668	0.600
5	1.5	0.0164476	0.21	1.646	0.608

Pour l'écoulement en charge :

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

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

Tableau (3- 3) : $Q = f(D)$.

$D (m)$	M	$S (m^2)$	$\mu S \sqrt{2g}$	$Z (m)$	$Q (m^3/s)$
2	0.558	3.140	7.761	H-0.492	$7.761 \sqrt{Z}$
2.5	0.575	4.906	12.496	H-0.742	$12.496 \sqrt{Z}$
3	0.586	7.065	18.338	H-0.992	$18.338 \sqrt{Z}$
3.5	0.594	9.616	25.301	H-1.234	$25.301 \sqrt{Z}$
4	0.600	12.560	33.380	H-1.429	$33.380 \sqrt{Z}$
5	0.608	19.625	52.852	H-1.992	$52.852 \sqrt{Z}$

Les résultats de laminage de crue de chantier est porté dans l'annexe 09

La représentation graphique de laminage de crue de chantier est au dessous

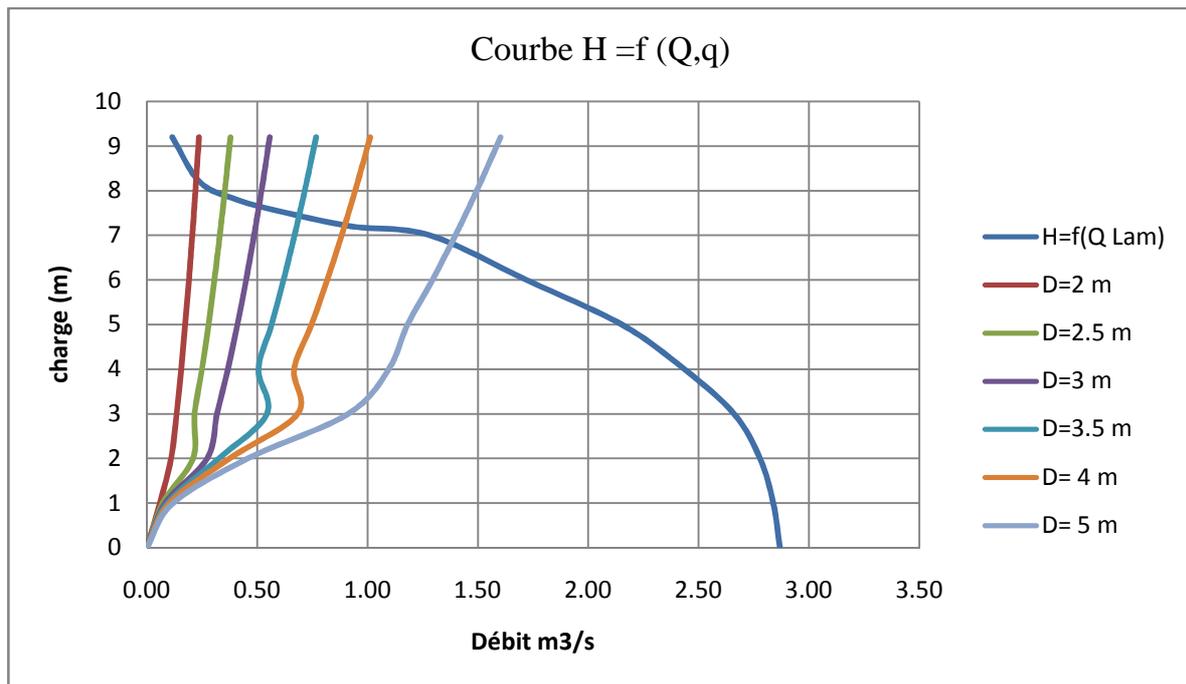


Figure (3-1): débit déversant pour différentes valeurs de Hd

Les résultats de laminage sont présentés au tableau (3-4)

Tableau (3-4) : résultat de laminage de chantier

D (m)	2	2.5	3	3.5	4	5
Z (m)	8.2	7.85	7.63	7.4	7.2	6.8
Q (m3/s)	21	35	51	70	90	148

1.6.2.2. Etude d'optimisation

1.6.2.2.1. Le batardeau :

a. Calcul de la revanche du batardeau :

- Formule de Stevenson :

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

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

$$F : \text{ Fetch } = 2,5 \text{ km,}$$

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

On aura :

$$H_v = 0.96m.. V = 3,42 \text{ m/s.}$$

Donc : R=1.31 m.

- **Formule de Mallet –Paquant :**

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

Avec :

$$H_v : \text{ hauteur des vagues (m). } H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} = 1,03 \text{ m}$$

$$V : \text{ vitesse de propagation des vagues (m/s). } v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 1,19 \text{ m/s}$$

Donc R=1,10m.

- **Formule simplifie :**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \text{ Avec } F=2,5 \text{ km.}$$

Donc R=1,47m.

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur R=1,47 m comme revanche.

b. Calcul de la largeur en crête du batardeau :

Ils existent plusieurs formules pour calculer la largeur en crête du batar d'eau:

- Formule KNAPPEN $b=1.65\sqrt{Hb}$
- Formule de PREECE $b=1.10 \sqrt{Hb}+1$
- Formule de CEMAGREF DEGOUTTE $b=3.6 \sqrt[3]{Hb} -3$

Tableau (3- 5):Tableau récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

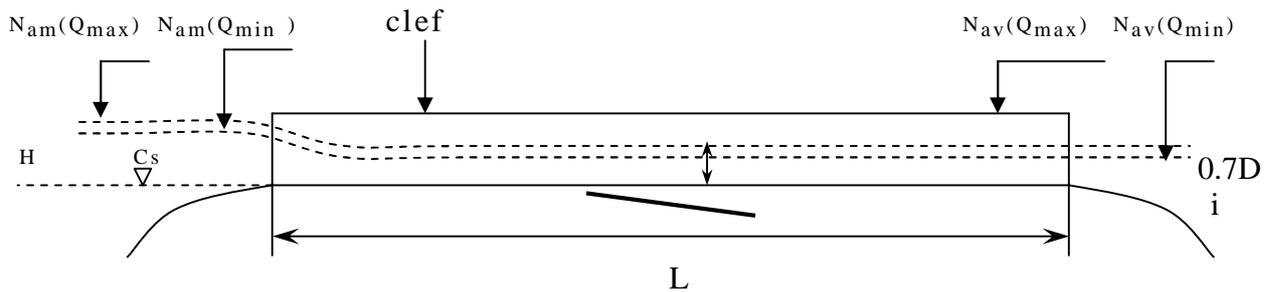
Diamètre de la galerie (m)	H bat(m)	Largeur en crête (m)			
		Formule KNAPPEN	Formule de PREECE	Formule de CEMAGREF DEGOUTTE	Valeur adaptée
2	9.77	5.13	4.42	4.67	4.75
2.5	9.32	5.04	4.36	4.58	4.65
3	9.10	4.98	4.32	4.52	4.60
3.5	8.87	4.91	4.28	4.45	4.55
4	8.67	4.86	4.24	4.40	4.50
5	8.27	4.75	4.16	4.28	4.40

1.6.2.2.2. 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.

Le calcul de dimensionnement on considère l'écoulement dans la galerie à surface libre uniforme, les dimensions doivent être la hauteur de la galerie tel que la hauteur d'eau pour la crue de projet comprise entre 0.7 et 0.8 fois de la hauteur de la galerie.

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



D	Diamètre
$h_o = 0,7D$	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
i	Pente
L	Longueur de la galerie
N_{am}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
N_{av}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
clef	Clef de voûte
C_s	Cote du seuil

Figure (3-2) : schéma de calcul

Tableau (3- 6) : Paramètres de calcul d'optimisation

Paramètres hydrauliques	1	<i>Diamètre</i>	$D (m)$
	2	<i>Section du tunnel</i>	$A = \pi D^2 / 4 (m^2)$
	3	<i>Profondeur de remplissage</i>	$h_o = 0,7D (m)$
	4	<i>Section mouillée</i>	$A_1 = 0,74.A (m^2)$
	5	<i>Rayon hydraulique</i>	$R_h = 0,3D (m)$
	6	<i>Coefficient de Chézy</i>	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	<i>Vitesse moyenne</i>	$V = Q_{max} / A_1 (m/s)$
	8	<i>Pente</i>	$i = V^2 / C^2 R$
	9	<i>Perte de charge linéaire</i>	$h_l = i.l (m)$
	10	<i>Perte de charge à l'entrée</i>	$Z_{entr} = V^2 / 2g\phi^2 (m)$
	11	<i>Perte de charge totale</i>	$Z_o = Z_{entr} + h_l (m)$
	12	<i>Niveau amont pour Qmax</i>	$N_{am} = N_{av} + Z_o (m \text{ NGA})$
	13	<i>La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel</i>	$N_I = N_{am} - Z_{entr} (m \text{ NGA})$
	14	<i>Cote du seuil</i>	$C_s = N_I - h_o (m \text{ NGA})$
Calcul des volumes des travaux	15	<i>Hauteur du batardeau</i>	H_{bat}
	16	<i>Section du batardeau</i>	$F_{bat} = (2b + 5,5H_{bat}).H_{bat} / 2$
	17	<i>Longueur moyenne du batardeau</i>	$L^b_{moy} (m)$
	18	<i>Volume du batardeau</i>	$V_{bat} = L * F (m^3)$
	20	<i>Conversion en volume de béton</i>	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	<i>Volume d'excavation du</i>	$V_{tun} = L . A$
	21	<i>Conversion en volume de béton</i>	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	<i>Volume total des travaux</i>	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau (3- 7): coût de la galerie

N°	Désignation	Valeurs					
		1	2	3	4	5	6
1	Diamètre D(m)	2	2.5	3	3.5	4	5
2	Section de remplissage (m ²)	3.140	4.906	7.065	9.616	12.560	19.625
3	Profondeur de remplissage H=0,7 D (m)	1.400	1.750	2.100	2.450	2.800	3.5
4	Section mouillée A (m ²)	2.350	3.670	5.280	7.190	9.590	14.675
5	Rayon hydraulique R(m)=0.3 D	0.638	0.750	0.890	1.050	1.200	1.5
6	Coefficient de CHEZY C=1/n.R ^{1/6}	61.856	63.546	65.384	67.211	68.724	71.328
7	Vitesse V= Q max/A (m/s)	8.936	9.537	9.659	9.736	9.385	10.085
8	Pente i=Qmax ² /C ² .A ² .R	0.0327	0.0300	0.02452	0.01998	0.01554	0.013329
9	Perte de charge linéaire HI=i.l (m)	2.077	1.907	1.557	1.269	0.987	0.846
10	Perte de charge à l'entrée Ze=V ² /2g, φ ² (m)	4.070	4.636	4.755	4.831	4.489	5.184
11	Diff de niveau Nam-Nav=Zo=HI+Ze (m)	6.147	6.543	6.312	6.100	5.476	6.031
12	Niveau amont Nam=Nav+Zo	550.347	551.093	551.212	551.350	551.076	552.331
13	Niveau à l'entrée Ni=Nav+HI (m)	546.277	546.457	546.457	546.519	546.587	547.146
14	Cote du seuil Cs = N ₁ -h ₀	543.48	542.96	542.26	541.62	540.99	540.15
15	Largeur de la galerie l (m)	2.2	2.7	3.6	3.7	4.2	5.2
16	Volume des déblais Vd (m ³)	429.26	610.24	822.96	1,067.44	1,343.66	1,991.36
17	Section du béton Sb (m ²)	1.18	1.60	2.07	2.60	3.18	4.51
18	Volume du béton (m ³)	74.91	264.01	342.24	429.34	525.31	743.85
19	Coût déblai (DA)	171704.0	244094.0	329184.0	426974.0	537464.0	796544.0
20	Coût béton (DA)	1423308.05	5016235.13	6502617.0	8157505.13	9980899.5	14133207.0
21	Coût de la galerie (DA)	1595012.05	5260329.13	6831801.0	8584479.13	10518363.5	14929751.0

Tableau (3- 8) : Coût du batardeau

N°	Désignation	Valeurs					
		1	2	3	4	5	6
1	Diamètre D(m)	2	2.5	3	3.5	4	5
2	Hauteur du batardeau Hbat=Nam+1 (m)	9.8	9.4	9.1	8.9	8.7	8.3
3	largeur en crête du batardeau	4.75	4.65	4.6	4.55	4.5	4.4
4	Section transversale (m ²)	238.63	220.43	207.48	198.915	190.53	174.3
5	Longueur moyenne (m)	337.35	332.9	329.1	328.8	326.07	319.45
6	Volume du batardeau (m ³)	80501.8305	73381.147	68281.668	65403.252	62126.1171	55680.135
7	coût du batardeau (DA)	40250915.3	36690573.5	34140834	32701626	31063058.6	27840067.5

Tableau (3- 9): coût total

N°	Désignation	Valeurs					
		1	2	3	4	5	6
1	Diamètre de la galerie D(m)	2	2.5	3	3.5	4	5
2	Hauteur du batardeau Hbat=Nam+1 (m)	9.8	9.4	9.1	8.9	8.7	8.3
3	Coût du batardeau (DA)	40250915.25	36690573.5	34140834	32701626	31063058.6	27840067.5
4	Coût de la galerie (DA)	1595012.05	5260329.13	6831801.0	8584479.13	10518363.5	14929751.0
5	Coût total de la dérivation (DA)	41845927.3	41950902.63	40972635.0	41286105.13	41581422.1	42769818.5

Donc on a le schéma de l'étude d'optimisation

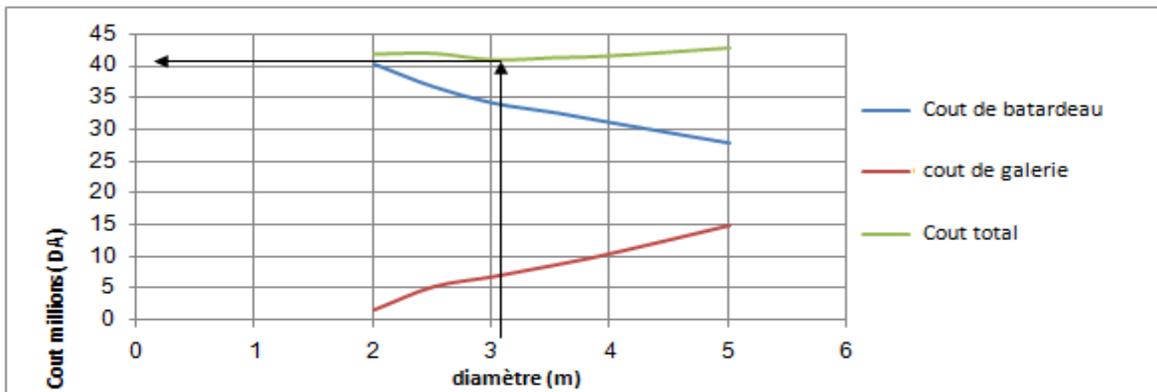


Figure (3-3) : courbe d'optimisation de la dérivation provisoire

Conclusion :

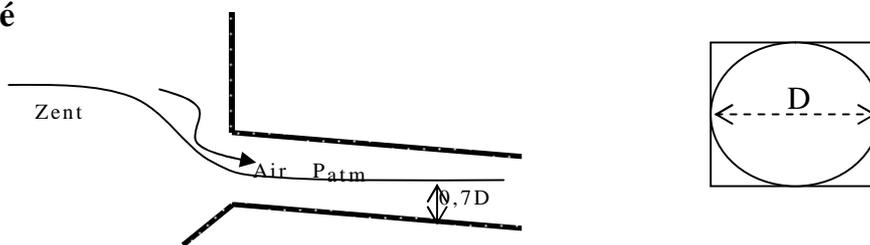
D'après la courbe d'optimisation figure on remarque que le diamètre optimum est égal à 3m ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à 9.1m, et une largeur en crête égale B crête=4.65 m

Le batardeau de 9.1 m de hauteur sera constitué de mêmes matériaux que la digue.

1.6.2.3. Portail d'entrée :

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

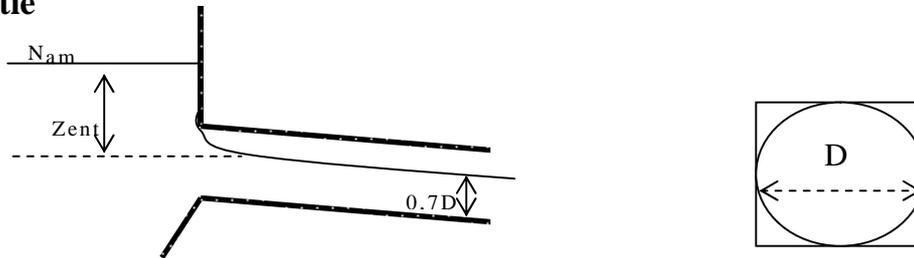
-Entré



Pour une perte de charge supérieure à $0,3D$, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.

-Sortie



- détermination de hauteur normale et la profondeur critique et la pente critique :

Le débit laminaire est de $q=51 \text{ m}^3/\text{s}$

La largeur du portail de sortie $b= 3\text{m}$

On fait un calcul itératif pour trouver la profondeur normale

$$Q= S C\sqrt{RI}$$

Les résultats présentés au tableau suivant :

Tableau (3- 10) : calcul de la profondeur normale

Hn	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	Q (m ³ /s)
1	3	5	0.60	61.23	12.73
1.5	4.5	6	0.75	63.55	22.15
1.8	5.4	6.6	0.82	64.47	28.17
2	6	7	0.86	64.98	32.28
2.5	7.5	8	0.94	65.95	42.84
2.8	8.4	8.6	0.98	66.41	49.31
2.83	8.49	8.66	0.98	66.45	50.96

D'après l'itération j'ai trouvé que la profondeur normale $H_n=2.83\text{m}$

➤ Le débit unitaire :

$$q = q/B \Rightarrow q 17 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

➤ La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = 3\sqrt{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 3.09 \text{ m}$$

➤ Pente critique :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (3-18)$$

S_{cr} : section critique; $S_{cr} = 9.27 \text{ m}^2$

P_{cr} : périmètre critique; $P_{cr} = 9.18 \text{ m}$

R_{cr} : rayon hydraulique critique; $R_{cr} = 1.0098 \text{ m}$

C_{cr} : coefficient de Chézy. $C_{cr} = 66.77$

A.N: $i_{cr} = 0.0067$

$i_{cr} = 0.006 \leq I = 0.008$

1.6.2.4. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin de la galerie de dérivation et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- 1 $\leq FR \leq 1.7$ Ressaut ondulé.
- 1.7 $\leq FR \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- 2.5 $\leq FR \leq 4.5$ Ressaut oscillant.
- 4.5 $\leq FR \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $FR \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

a. Calcul de nombre de Froude

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = \frac{Q}{S}$

D'où :

Q : le débit laminé ; $Q = 51 \text{ m}^3/\text{s}$ } \implies (voir tableau de laminage de crue)
 $N_{amont} = NPHE = 7.63 \text{ m}$ }

On applique l'équation de Bernoulli entre le niveau amont du batardeau ($N_{amont} = 7.63 \text{ m}$) et le niveau aval (sortie de la galerie) au niveau du ressaut hydraulique en trouve

$$NPHE + \frac{v^2}{2g} = y_1 + \frac{q^2}{2g y_1^2}$$

La perte de charge est négligeable

$$q = \text{débit unitaire m}^3/\text{s/ml} \quad q = \frac{51}{3} = 17 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$7.63 + \frac{0.11^2}{2 \cdot 9.81} = y_1 + \frac{17^2}{2 \cdot 9.81 \cdot y_1^2}$$

On trouve :

$$y_1 = 1.5575 \text{ m}$$

Donc

$$V = \frac{q}{y_1} = \frac{17}{1.5575} \quad V = 10.91 \text{ m/s}$$

$$\text{Nombre de Froude : } Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (3-19)$$

Fr = 2.79 Ressaut faible de petites apparitions en surface.

Dans notre cas $2,5 \leq Fr \leq 4,5$

Donc on doit projeter un bassin de dissipation d'énergie USBR type I Voir Annexes10.

b. Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'annexe [10] On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (3-20)$$

Donc : $\frac{Y_2}{Y_1} = 4.32$

$Y_1 = 1.065 \text{ m} \quad \mathbf{D'o\grave{u} : } Y_2 = 4.6 \text{ m}$

c. Longueur du bassin :

D'après l'abaque de l'Annexe [10] on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 5.5 \quad \mathbf{Donc : } L_{\text{bas}} = 5.5 \times 4.6 = 25.3 \text{ m.}$$

$L_{\text{Bassin}} = 25.3\text{m}$

d. Dimensionnement des blocs Chicanes :

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2 Y_1 = 2.13 \text{ m.}$

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 2Y_1 = 2.13 \text{ m.}$

Hauteur du seuil terminal : $h_2 = 1.25 Y_1 = 1,33 \text{ m.}$

Espacement entre deux bloc de chute $l_2 = 2.5 Y_1 = 2.66 \text{ m}$

1.6.2.5. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus $m = \frac{1}{\sqrt{3}}$ se $I = 0.008$ pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

a. La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 0,58].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{51^2}{g \cdot 5.5^2}} = 1.60$ et $\sigma = \frac{1.60 \cdot 0,58}{5.5} = 0,167$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,167}{3} + 0.105 \cdot 0,167^2 \right) \cdot 1.60 = 1.52 \text{ m}$$

b. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{Soit :} \quad S_{cr} = 5.9 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit :} \quad P_{cr} = 4.76 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit :} \quad R_{cr} = 1.24 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit :} \quad C_{cr} = 29.61$$

$$I_{cr} = 0.032$$

La pente critique est nettement supérieur à la pente de radier du canal, donc l'écoulement est fluvial.

c. La profondeur normale

La profondeur normale du canal est calculée par itération

Le débit laminaire est de $q = 51 \text{ m}^3/\text{s}$

La largeur du canal $b = 3 \text{ m}$

On fait un calcul itératif pour trouver la profondeur normale

$$Q = S C \sqrt{R I}$$

Les résultats de calculs sont présentés au tableau suivant

Tableau (3- 11) : calcul de la profondeur normal

H (m)	S (m ²)	P (m)	R(m)	Q (m ³ /s)
0,50	1,64	4,15	0,40	3,24
1,00	3,58	5,31	0,67	10,04
1,50	5,80	6,46	0,90	19,70
2,00	8,31	7,62	1,09	32,15
2,50	11,11	8,77	1,27	47,47
2,60	11,72	9,01	1,30	51,00

D'après l'itération j'ai trouvé que la profondeur normale $H_n=2.61m$

d. La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

$$h_n = 2.61m$$

$$P = 9.7 m$$

$$C = 29.53$$

$$S = 11.94m^2$$

$$R = 1.22m$$

AN :

$$V=2.93m/s$$

1.6.2.6 Construction du batardeau :

a. Crête du batardeau :

La crête du batardeau calé a une cote de 553.7mNGA, et aura une largeur de 4,5m Les talus du batardeau :

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Tableau (3- 12) : valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
H < 5	-Homogène	2.50	2
	-A zones	2	2
5 ≤ H ≤ 10	-Homogène, Granularité étendue	2	2
	-Homogène à forte pourcentage d'argile	2.5	2.5
	-A zoné	2	2.5
10 ≤ H ≤ 20	-Homogène, granulométrie étendue	2.5	2.5
	-Homogène à forte pourcentage d'argile	3	2.5
	-A zoné	2	3

[3] ; cours d'ouvrage hydrotechniques quatrième année -M.K.MIHOUBI- année universitaire 2007/2008

Parement amont $m_1 = 2$

Parement aval $m_2 = 2$

b. Revêtement des talus :

On a plusieurs formules de calculé l'épaisseur de revêtement du talus amont parmi eux en a formule de Tennessee valley authority(T V A)

$$e = Cv^2$$

v : vitesse des vague d'terminer par la formule de Gaillard $v = 3.56 \text{ m/s}$

C : coefficient dépend de fruit de talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé le coefficient est donné par le tableau ci-après

Tableau (3- 13): Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.5$
1/4	0.027	1/4	0.027
1/3	0.028	1/3	0.028
1/2	0.031	1/2	0.031
1/1.5	0.036	1/1.5	0.036
1/1	0.047	1/1	0.047

On prend $\gamma_p = 2.5$

- Talus amont :

$e_{\text{amont}} = 0.38 \text{ m}$ c'est l'épaisseur de la couche d'enrochement

- Talus aval

Dans les régions du climat chaud il ya lieu de fixer un revêtement en pierre d'épaisseur de 0.1 à 0.2 m d'épaisseur

Donc on prend l'épaisseur du talus aval

$$e_{\text{aval}} = 0.20 \text{ m}$$

• **Conclusion:**

On adopte une protection du talus amont du batardeau d'épaisseur de 38 cm et une protection du talus aval avec deux couches d'alluvion grossière

c. Le drain du batardeau :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

- **Dimensionnement du Drain tapis :**

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau ($L_b=42m$)

On trouve $L=10,5m$

On prend **$L_d=11 m$**

- **Dimensionnement de prisme**

Hauteur

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

h_b : Hauteur du barrage ($h_b=12,5m$)

$$h_p = 0.15h_b = 1.875m$$

On prend: **$h_p=2m$**

Largeur en crête

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend} \quad B_{dr} = 1/3 h_p = 0.66m$$

$$**B_{dr}=1m**$$

Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend } m_1 = 1.5$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2.5$$

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont une granulométrie identique à celle des filtres inverses du barrage lui-même.

2. Etude de la vidange de fond

2.1. Introduction :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage,
- le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives,
- un abaissement du plan d'eau en période de danger,
- l'évacuation de dépôts de sédiments.

2.2 Type d'ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

❖ Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

❖ Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500\text{mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

❖ Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes. (4)

2.3. Choix de type de vidange :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements.

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau (6-1).

Tableau (3- 14): *type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$*

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	PVC ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 – 400	Une vanne de garde amont et une vanne avale
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 – 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale.

Avec:

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m3].

On a H=16.87m

V=12.46 Mm3

Donc $H^2 \cdot \sqrt{V} = 1020.98$

$700 > H^2 \cdot \sqrt{V} > 1500$

2.4. Calcul de la vidange de fond :

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

2.5. Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots\dots\dots (3-21)$$

Vu : volume utile en [m3]. On a Vu=9,46Mm3

T : temps de vidange jours=21jours.

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel)

$$Q_{vf} = \frac{9.64.10^6}{21.86400} + \frac{7,80.10^6}{31,536.10^6} = 5.477m^3/s$$

2.5.1. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : μ ∈ [0,8 – 0,85].

A.N :

$$S = \frac{5.477}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 15,45}} = 0,393m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,393}{\pi}} = 0,707m$$

On prend:

$$D_{vf} = 700 \text{ mm}$$

2.5.2. Correction du coefficient de débit μ:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

∑ξ_I : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.015 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 700 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 105 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.03167$$

$$\sum \xi_i = 4.75m$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \text{et} \quad \xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2 \quad \text{et} \quad \xi_{\text{grille}} = 0,1$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1.8m$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (4.75 + 1.8)}} = 0,369$$

Et :

$$S = \frac{5.477}{0,369 \sqrt{2g \cdot 15.45}} = 0.853 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.853}{\pi}} = 1,042 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D_{vf} = 1200 \text{ mm}}$$

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en acier de diamètre 1200mm.

2.6. Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM:

Le calcul du temps réel de la vidange de fond se fait par pas de 1m de hauteur d'eau :

On a :

$$dv = Qdt \dots \dots \dots (3-22)$$

$$\text{et } Q = \mu S \sqrt{2gh} \dots \dots \dots (3-23)$$

D'autre part :

$$dv = -Adh$$

Ou :

dv : volume d'eau évacuée.

dh : la tranche d'eau évacuée

$$(1)=(2) \Leftrightarrow dt = \frac{-A}{\mu S \sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{h}}$$

Après intégration on a :

$$T_V = \frac{2}{\mu S \sqrt{2g}} \sum A_i [\sqrt{h_i} - \sqrt{h_{i+1}}] \dots \dots \dots (3-24)$$

Le tableau suivant nous donne le temps de vidange pour chaque hauteur du plan d'eau :

Tableau (3- 15): tableau résume le temps de vidange pour chaque plan d'eau

<i>Côte d'eau (m)</i>	<i>charge H(m)</i>	<i>débit de vidange (m3/s)</i>	<i>volume de la retenue Mm³</i>	<i>temps de vidange (10⁶ S)</i>
558.25	15.45	15,7447540	16.5	0,19707063
556.25	13.45	14,6903715	12.5	0,1500085
554.25	11.45	13,5542153	7.5	0,06744667
552.25	9.45	12,3136709	9.8	0,38191628
550.25	7.45	10,9332625	2.75	0,03765098
548.25	5.45	9,3512548	2	0,05258778
546.25	3.45	7,4401413	1.2	0,03646318
543.8	1	4,0056374	0.5	0,19707063
<i>Temps de vidange total.....</i>				<i>0,92314402</i>

Après les calculs on a :

$$T_V = 923144,025 \text{ s} = 10 \text{ jours et } 16 \text{ heures et } 24 \text{ min}$$

Le débit de vidange sera égale à $Q_{vf} = 17.87 \text{ m}^3/\text{s}$

2.7. Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{T_v}$$

Ou :

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

T_v et le temps de vidange

$$V = \frac{H}{T_v} = 4,077 \text{ m/j}$$

3. Conclusion :

La conduite de vidange à un diamètre de 1200mm et sera calée à 443.2m NGA elle sera équipée par des vannes (vannes de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurer le bon fonctionnement du dispositif de vidange. L'ouvrage de vidange doit constituer des grilles de protection contre les corps solides ainsi que les corps flottants.

3. L'évacuateur de crue

3.1.Introduction :

Pour les petits barrages, l'évacuateur de crues consiste très souvent en un chenal (ou coursier) avec seuil déversant (ou déversoir) libre à l'amont et dissipateur d'énergie à l'aval sans rôle s'assurer des crues exceptionnel survenant a retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et aussi l'érosion a l'aval de la digue

3.2.Les critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crue sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement
- Les difficultés de réalisation
- Les exigences topographiques du site
- Les exigences géologiques du site
- La facilité d'entretien
- La facilité de modification
- Le cout de l'ouvrage

3.3. Différent types des évacuateurs de crue :

Les évacuateurs de crue peuvent être classés suivant leur type de fonctionnement hydraulique en deux groupes : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge

- ***Evacuateur de crues en puits (tulipe) :***

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

- ***Evacuateur de crue latéral :***

Ce type appartient a la catégorie des évacuateurs a écoulement a surface libre.il présente les avantages suivant :

-Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de crue de projet.

-Facilité de réalisation

Ces inconvénients :

-le coût peut être élevé.

-la difficulté de modification

- **Évacuateur central :**

Cette solution est intéressante dans les vallées à versant à forte pente et lorsque le débit à évacuer est important. Cette solution est coûteuse de point de vue technique. Les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser. Il est déconseillé en raison du risque de tassement et de la déstabilisation du talus aval.

- **Évacuateur de crue en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage.

Ces avantages :

- Aucune exigence topographique
- Calcul usuel

Ces inconvénients :

- Amorçage et désamorçage
- Entretien indispensable
- Débit faible à évacuer
- Dispositif sur le corps de la digue

3.4. Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas de crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramènent à rejeter cette variante.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

3.4.1. Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

✚ De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

✚ La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

On fait installer l'évacuateur de crue sur la rive droite pour éviter la surcharge des travaux sur l'un des rives

3.5. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'approche
- Un seuil déversant pour le contrôle du débit.
- Chenal d'écoulement
- Un convergent
- coursier
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution

3.6. Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue:

3.6.1. Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle (P=0.5-1 m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=2.7m.

On prend la hauteur de pelle P=1 m

$$H + P = 3.7\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H) * b}$$

b: largeur du déversoir (b=30m).

Q: débit évacue ($Q=294 \text{ m}^3/\text{s}$).

On trouve: $V=2.65\text{m/s}$.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est $(4,4 \div 10) \text{ m/s}$, $V < V_{\text{adm}}$, donc pas de risque d'érosion.

- **Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (3-25)$$

$$R_e=0,78\text{m}.$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,72 = 4.48\text{m} \dots\dots\dots (3-26)$$

Pour des raisons de sécurité on prend: $H_m=4.5\text{m}$.

- **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 40m.

3.6.2. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (3-27)$$

Tableau (3- 16): Coordonnées de la nappe déversante.

X	Y
0	0.00
0.2	0.01
0.4	0.04
0.6	0.08
0.8	0.14
1	0.21
1.2	0.30
1.4	0.40
1.6	0.51
1.8	0.64
2	0.77
2.2	0.92
2.3	1.00

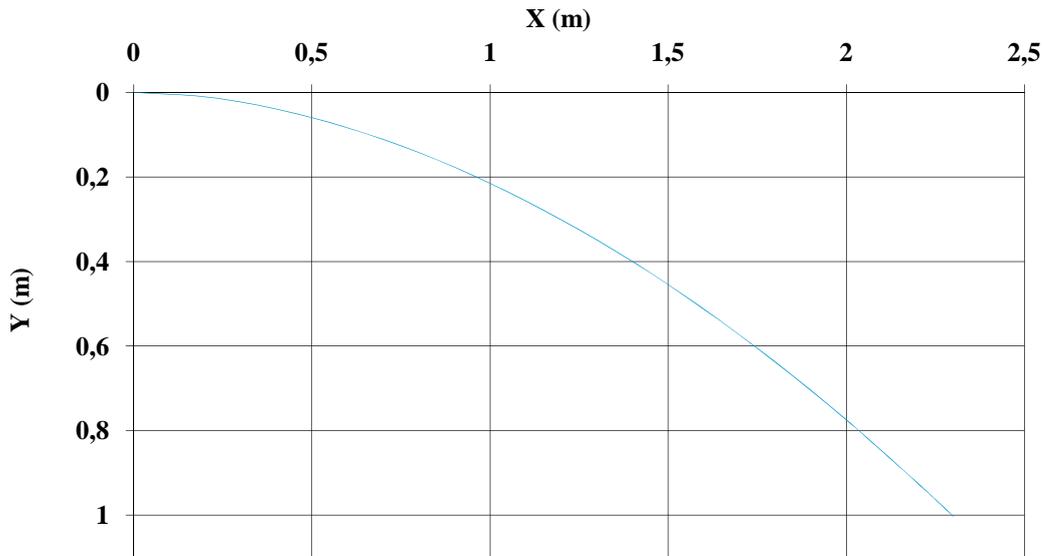


Figure (3-4) : profil déversoir type Greager

3.6.3. Canal d'écoulement:

Le canal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du canal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 4 m et une pente de 0,09%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$Yc = \sqrt[3]{\frac{a Q^2}{g b^2}} \dots \dots \dots (3-28)$$

Avec:

Q: débit à évacuer (Q=294m³/s).

b: largeur du canal (b=30m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9,81m²/s).

$$Yc=2,14m.$$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h=h_{cr}).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots \dots \dots (3-29)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) R_{h cr}=1.87m.

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71.42) .avec n=0.014

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (3-30)$$

Icr=0.00178055

Icr= 0.178%.

(0,09%<0.178% \Rightarrow I<Icr), La condition est vérifiée.

Vérification

On a $Q = S \cdot C \sqrt{R \cdot I}$

Avec : S : section du chenal S=b.h_n ;

I : pente du chenal I=0,09% ;

C : coefficient de Chézy C= (1/n) R^{1/6}

R : rayon hydraulique $R=S/P = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (3-31)$$

On aura : **h_n=2.78 m**, $V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$, **V_n=3,52m/s**

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g h}} = \frac{3.52}{\sqrt{9.81 \cdot 2.78}} = 0.67$$

h_n> h_c et Fr<1 donc l'écoulement est fluvial.

3.6.4. Calcul de mur de chenal

A la section de control la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique

$$Y_1=y_c = \sqrt[3]{(a Q^2)/gb^2} \dots\dots (3-32)$$

Avec:

b= largeur du chenal

a: coefficient de coriolis Y₁=2.14 m

La vitesse au niveau de la section de control est:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b y_1}$$

D'où: v=4.58m/s

La revanche R est calculée par la formule suivante

$$R = 0,6 + 0,05 * V * (Y_1)^{1/3}$$

AN: $R = 0,90 \text{ m}$.

La hauteur du mur H_m du chenal sera:

$$H_m = H_c + R$$

Avec d : la différence entre la cote du font amont du déversoir et aval.

AN: $H_m = 2,14 + 0,90$

$$H_m = 3,04 \text{ m}$$

On adopte une valeur de : $H_m = 3,10 \text{ m}$.

3.6.5. Calcul du convergent :

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante:

$$L = 2,50 * (l_1 - l_2) \dots \dots \dots (3-33)$$

Avec:

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = b_1 = 30 \text{ m}$;

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = b_2 = 12 \text{ m}$

$$L = 45 \text{ m}$$

AN: $L = 12,50 \text{ m}$.

- *Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement du convergent :*

$$0,39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0,87 \text{ Condition à respecter:}$$

Avec $\theta = \text{arch tan} \frac{B_c - b_c}{2L_{con}} \dots \dots \dots (3-34)$

AN: $\theta = \text{arch tan} \frac{30 - 12}{2 * 45}$
 $\theta = 11,30^\circ$

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on lui donne une section rectangulaire d'une largeur de même à la fin de convergent $b_c = 12 \text{ m}$.

3.6.6. Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

Largeur du coursier :

Elle est donnée par : $b' = Q^{0,4} \text{ (m)} \dots \dots \dots (3-35)$

AN: $b' = 294^{0,4}$

$b' = 9,71 \text{ m}$

On adopte une valeur de $b' = 12$ m.

3.6.6.1. Profondeur critique:

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

Pour $b=12$ m $hcr=3.94$ m

3.6.6.2. Pente critique:

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Scr: Section critique; Scr=47.28m²;

Pcr: Périmètre critique Pcr=19.88 m;

Rcr: rayon hydraulique critique R=2.38m;

Ccr: Coefficient de CHEZY : Ccr= 82.52 avec $n=0,014$.

Icr=0.00238644

D'où $I_{cr} = 2.386\text{‰}$

3.6.6.3. Profondeur normale:

La profondeur normale présente la profondeur du courant en régime uniforme, elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (CHEZY) :

$$Q = SC \sqrt{R_h I}$$

Avec :

S : Section de coursier : $S = b' \cdot h_n$

I : Pente du coursier $I=8,0\%$.

C : Coefficient de CHEZY, $C = 1/n R^{1/6}$.

n: coefficient de rugosité de béton ($n=0,014$)

R_h : Rayon hydraulique avec $R_h = S/P = b' \cdot h_n / (b+2h)$

Le calcul se fait par itérations successives. On donne des valeurs de h et on calcule le débit Q jusqu'à attendre une valeur qui s'approche de $Q=294\text{m}^3/\text{s}$

Tableau (3- 17):calcul de profondeur normal par itération

Hn (m)	S (m ²)	P (m)	R0 (m)	C	Q (m ³ /s)
0	0	12	0.000	0.000	0.000
0.3	3.6	12.6	0.286	57.969	31.551
0.6	7.2	13.2	0.545	64.565	97.108
0.9	10.8	13.8	0.783	68.569	185.298
1.2	14.4	14.4	1.000	71.429	290.924
1.208	14.496	14.416	1.006	71.494	293.946

Donc la hauteur normale est : $H_n=1.208$ m

3.6.6.4. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Les caractéristiques de la profondeur normale est:

Hn	S ₀	P ₀	R ₀	C ₀	I
1.208	14.496	14.416	1.006	71.494	0.08

Les caractéristiques de la profondeur critique est:

Hc	S _c	P _c	R _c	C _c	Ic
3.94	47.28	19.88	2.38	82.52	2.3!86‰

La seconde profondeur y_2 à l'extrémité aval du coursier est calculée par la méthode globale sachant que la hauteur d'eau au début est égale a la hauteur critique:

$$H_{S1} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

$$H_{S2} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

On applique Bernoulli:

$$Z_1 + H_{S1} = Z_2 + H_{S2} + \sum j$$

On a $L > H_p$ d'où $j = 0.2$ D'où $\sum j = 2m$

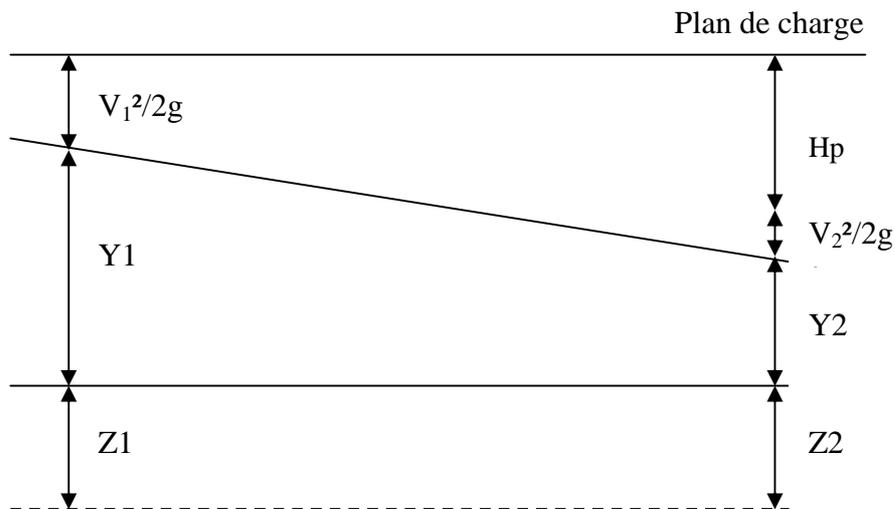


Figure (3-5) : Schéma explicatif de la ligne d'eau

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier ce fait à l'aide d'un logiciel CANAL21.

Les données de base :

Largeur du canal $b = 12m$;

Longueur du coursier $LCOURSIER = 124.6m$;

Débit évacué $Q = 294 m^3/s$

Pente du coursier $I = 8\%$;

Coefficient de STRICKLER $K = 71.5$

Tableau (3-18) : caractéristique hydraulique de l'écoulement

Q (m ³ /s)	STRICKLER	I (m/m)	YN	YC	Lbief(m)
294	71.5	0.08	1.208	3.94	124.6

Tableau (3- 19): Calcul de ligne d'eau à pas d'espace de 4.98 m

Section	Abscisse (m)	Pas(m)	Y (m)	Froude	HS(m)	J (m/m)
Amont	0	4.98	3.94	1	5.911	0.0024
1	4.98	4.98	3.094	1.438	6.29	0.0047
2	9.97	4.98	2.823	1.649	6.662	0.0062
3	14.95	4.98	2.641	1.822	7.026	0.0075
4	19.94	4.98	2.504	1.975	7.385	0.0088
5	24.92	4.98	2.393	2.113	7.737	0.01
6	29.9	4.98	2.3	2.242	8.082	0.0113
7	34.89	4.98	2.221	2.363	8.422	0.0125
8	39.87	4.98	2.153	2.477	8.755	0.0137
9	44.86	4.98	2.092	2.585	9.082	0.0149
10	49.84	4.98	2.038	2.689	9.404	0.0162
11	54.82	4.98	1.99	2.787	9.719	0.0174
12	59.81	4.98	1.946	2.882	10.028	0.0186
13	64.79	4.98	1.906	2.974	10.331	0.0198
14	69.78	4.98	1.869	3.062	10.628	0.021
15	74.76	4.98	1.835	3.147	10.92	0.0221
16	79.74	4.98	1.804	3.228	11.205	0.0233
17	84.73	4.98	1.775	3.308	11.485	0.0245
18	89.71	4.98	1.748	3.384	11.758	0.0257
19	94.7	4.98	1.723	3.458	12.026	0.0268
20	99.68	4.98	1.7	3.53	12.289	0.0279
21	104.66	4.98	1.678	3.599	12.545	0.0291
22	109.65	4.98	1.657	3.666	12.796	0.0302
23	114.63	4.98	1.638	3.732	13.042	0.0313
24	119.62	4.98	1.62	3.795	13.282	0.0324
Aval	124.6	4.98	1.602	3.856	13.517	0.0334

La ligne d'eau est représentée dans la figure suivante :

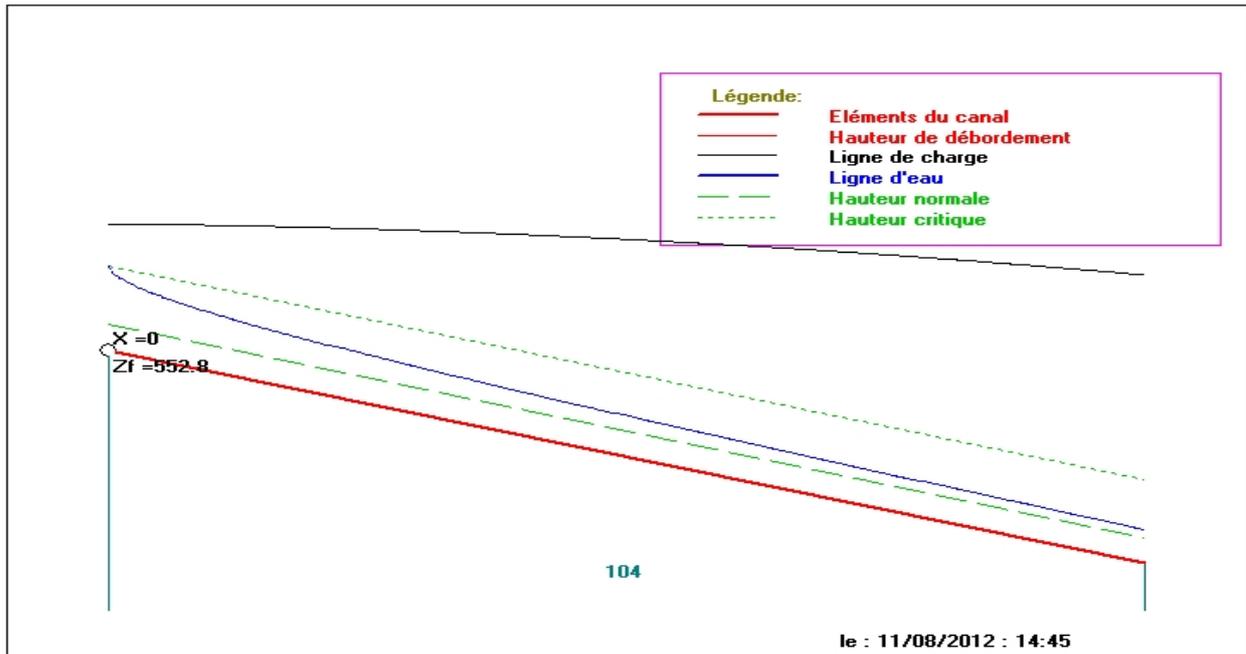


Figure (3-6) : Ligne d'eau dans le coursier

Les murs bajoyers :

D'après le tableau on a la valeur qu'on doit adopter est: $y_2=1.602$ m

La vitesse a la fin du coursier est :

$$v = \frac{Q}{by_2} = 15.29 \text{ m/s}$$

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite

$$H=y_2+R_2$$

Avec:

$$R_2=0.6+0.05 (y_2)^{1/3}=0.658 \text{ m}$$

$$H=2.26 \text{ m}$$

On opte une valeur de $H=2.3$ m

3.6.6.5. Dissipation d'énergie:

On applique l'équation de Bernoulli entre le plan de la 1^{ière} section de control du coursier et le plan de la 1^{ière} section de la hauteur conjuguée

$$Z_0+V_0^2/2g = Z_1+V_1^2/2g + \sum J$$

Avec:

$$V_0=\frac{Q}{by_0} = \frac{294}{12*3.94} = 6.22 \text{ m/s}$$

$$V_1=\frac{Q}{by_1} = \frac{294}{12*y_1}$$

$$\sum J = 2$$

D'où

$$10 + 6.22 = \frac{294}{12 \cdot y_1} + 2$$

On trouve $Y_1 = 1.72\text{m}$ Donc $V_1 = 14.24\text{m/s}$

Nombre de Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_1}} = 4.11$$

Dons notre cas

$$4.5 > Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 4.11 > 2.5$$

Donc on doit projeter un bassin type I.

a) Calcul de la profondeur conjuguée Y_2

J'ai $Fr = 4.11$ d'après de l'abaque de l'annexe n():

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{(1 + 8Fr^2)} - 1)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = 5.33 \Rightarrow y_2 = 5.33 \times y_1 \quad \text{avec } y_1 = 1.72$$

On trouve $y_2 = 9.17\text{ m}$

b) Calcul de la longueur du bassin de dissipation

Elle est déterminée d'après le graphe qui donne le rapport $\frac{L}{y_2}$ en fonction du nombre de FROUDE.

$Fr = 4.11$ implique $\frac{L}{y_2} = 3.85$ $L = 6.62\text{m}$.

On prend $L = 7\text{m}$;

- **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2 Y_1 = 3.44\text{ m}$.

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 2 Y_1 = 3.44\text{ m}$.

Hauteur de seuil terminal: $H_2 = 1.25 Y_1 = 2.15\text{ m}$

3.6.6.6. Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau évacuée jusqu'au cours d'eau.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b = 12,00\text{m}$ et une pente $i = 0,001$.

❖ **Hauteur critique :**

Elle est donnée par la formule d'AGROSKINE:

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2 \right)$$

$$\text{Avec } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } \sigma_{cr} = \frac{K.m}{b};$$

Où: m: Fruit des talus, m=1,25;

b: largeur du canal, b=12,00m.

D'où:

$$K=3.94 \quad \sigma_{cr}=0,410 \quad h_{cr}=3.471m$$

❖ **pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R}$$

$$S_{cr} = mh_{cr}^2 + bh_{cr} = 56.69m^2$$

$$P_{cr} = B + 2h_{cr}\sqrt{1+m^2} = 24.51m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 2.32m$$

$$C_{cr}=46.02; \quad n=0,025$$

$I_{cr}=0,005$ donc $I_{cr} > i$ canal de fuite

Le régime d'écoulement est nettement fluvial dans le canal de fuite.

❖ **Profondeur normale :**

$$Q = S.C.\sqrt{Ri_{cr}}$$

Pour la hauteur normale nous avons:

$$S_n = mh_n^2 + bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$$C = \frac{1}{n}R_n^{1/6}$$

L'équation du débit s'écrit alors:

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left[\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}} \right]^{1/6} \sqrt{\frac{S_n}{P_n} i_{cr}}$$

Cette équation est vérifiée pour $h_n=5.41m$.

d) Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite

$$Q = VS \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n}$$

AN:

$$Q=294 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_n = 5.41 \text{ m.}$$

$$\text{D'où: } V=2.89 \text{ m/s}$$

$$V > V_{\text{adm}} (1,42-1,86)$$

Donc il faut prévoir un revêtement en enrochements ou en béton.

4 Stabilité des talus :

4.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Il existe plusieurs types

1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
2. Glissement en cascade.
3. Glissement, puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- L'instabilité mécanique en fondation

4.2 Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (Talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K_s », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau (3-20) : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,2$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compares aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

4.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 16.87$ m).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	2,5	0,875	2,025	14.8	34.2
Aval	2,5	0,875	2,025	14.8	38.48

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

4.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$(3-36)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \dots\dots\dots (3-37)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w=1\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl. \dots\dots\dots (3-38)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

4.5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N n \text{ tg } \varphi - U \text{ dl tg } \varphi. \dots\dots\dots (3-39)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \text{ dl} \dots\dots\dots (3-40)$$

Avec : $dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N n - U \text{ dl}) \text{ tg } \varphi + c \text{ dl}] R. \dots\dots\dots (3-41)$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (3-42)$$

Remarque :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\text{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \text{Sin}^2 \alpha}$$

4.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn \text{Sin} \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (3-43)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (3-44)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (3-45)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (3-46)$$

c) Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}$$

Tableau (3-21) : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

*

<u>Cas de sollicitation</u>			Coefficient de sécurité
			<u>Sans séisme</u> <u>($K_{SS,adm} = 1,15 \text{ } 1,2$)</u>
<u>Fin de construction</u>	<u>Talus amont</u>	<u>$R_1=45.87m$</u>	<u>2.89</u>
		<u>$R_2=42.32m$</u>	<u>2.78</u>
		<u>$R_3=40.55m$</u>	<u>2.52</u>
<u>Fonctionnement Normal</u>	<u>Talus aval</u>	<u>$R_1=42.47m$</u>	<u>1.71</u>
		<u>$R_2=40.88m$</u>	<u>1.62</u>
		<u>$R_3=34.93m$</u>	<u>1.36</u>
<u>Vidange Rapide.</u>	<u>Talus amont</u>	<u>$R_1=45.87m$</u>	<u>3.65</u>
		<u>$R_2=42.32m$</u>	<u>2.66</u>
		<u>$R_3=40.55m$</u>	<u>3.34</u>

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre barrage.

5 Équipements hydromécaniques des ouvrages annexes :

Introduction :

Les équipements hydromécaniques sont des dispositifs indispensables ils comprennent les vannes hydrauliques, les vannes hydrotechnique, les grilles de protection,.....etc.

5.1 Les vannes

Une vanne est un organe mobile permettant de modifier localement la section d'écoulement, de la fermeture à l'ouverture complète. Un tel organe permet de régler la hauteur d'eau amont à un niveau désiré ainsi que de régler le débit. Une vanne sépare donc deux tronçons bien distincts, c'est à dire les tronçons amont et aval. L'impulsion nécessaire pour le mouvement d'une vanne peut être soit fixe, soit variable en position.

5.1.1 Vibration des vannes :

Si l'on considère un écoulement par-dessous une vanne de fond comme un système hydro-élastique, il faut distinguer la masse de la vanne, son ressort (suspension de la vanne) et son amortissement (forces de frottement dans ses étanchéités et ses paliers). La composante hydrodynamique de système contient la masse hydrodynamique, la force de rétablissement, l'amortissement et l'excitation hydrodynamique.

5.1.2 Les causes de vibration d'une vanne :

Les causes principales qui peuvent entrainer la vibration de la vanne sont :

- la séparation de l'écoulement de la vanne,
- un apport insuffisant d'air dans les zones de sous-pression.

Les zones de séparation de l'écoulement sont la conséquence d'une mauvaise configuration de la géométrie de la vanne de fond. Il en résulte un jet sortant de la vanne alternativement séparé et attaché à cette dernière. Un ressaut hydraulique dont le pied se trouve proche de la vanne peut encore amplifier ce phénomène.

Les zones de sous-pression peuvent fortement influencer les vibrations de la vanne et la cavitation à l'aval. Il est donc impératif de les réduire par une aération suffisante de jet sortant de la vanne.

5.2 Choix de types des vannes de la vidange de fond

5.2.1 Vanne de garde

Rôle :

La vanne de garde est conçue pour les fonctions suivantes :

- Vanne d'isolement séparant la retenue du pertuis pendant les inspections et les travaux d'entretien,

- Vanne de sécurité coupant le débit maximal en cas de non fonctionnement de la vanne de réglage bloquée en position ouverte,
- Cette vanne est normalement maintenue grande ouverte. Elle se ferme sous l'action de son propre poids et s'ouvre à l'aide d'un servomoteur à huile à simple effet.

La vanne de garde est une vanne papillon à un diamètre DN1200 mm, cette vanne est toujours ouverte.

Caractéristique :

Type de matériel: vanne papillon à axe vertical.

Nombre/1 pièce.

Diamètre nominale : 1200 mm.

Angle / à l'horizontale 90°.

Cote de l'axe 544.39 N.G.A.

Mise en mouvement par moteur électrique.

5.2.2 Vanne de réglage du débit

Rôle :

Cette vanne assure l'ouverture et la fermeture normale du pertuis et le réglage du débit en période de vidange.

Caractéristiques :

Type de matériel: vanne papillon à axe vertical.

Nombre/1 pièce.

Diamètre nominale : 1200 mm.

Angle / à l'horizontale 90°.

Cote de l'axe 544.39 N.G.A.

Mise en mouvement par moteur électrique.

5.2.3 Les grilles de protection :

5.2.3.1 Définition :

Les grilles sont des éléments essentiels pour protéger la vidange de fond et les prises d'eau contre les corps solides, leurs fonction consiste à :

- Essentiellement arrêter les corps flottants, ou les corps de densité voisine de celle de l'eau transportés, surtout les bois ou les feuilles.
- Accessoirement éviter l'entrée des cailloux dans les prises d'eau mais au risque de se boucher et d'empêcher également l'eau de passer.

5.2.3.2 Espacement et constitution des barreaux

Le paramètre fondamental des grilles est constitué par leur espacement, cet espacement est défini :

- Soit par le service de pêche, qui impose dans certains pays un espacement maximum, interdisant aux poissons de dimensions supérieures à une valeur donnée de pénétrer dans la dérivation ;
- Soit pour les ouvrages hydroélectriques, par les caractéristiques des turbines en liaison avec les dimensions maximum des matériaux pouvant passer à travers celles-ci.

Les demandes des grilles ainsi que leurs dimensions tout dépend du type de mécanisme de contrôle utilisé, de la nature des déchets, de l'utilisation de l'eau et de l'obligation d'empêcher l'entrée des petits déchets dans la vidange. La position de la grille dépendra aussi de l'accessibilité au nettoyage des déchets accumulés. Sa surface est en fonction de la vitesse limite à travers la grille laquelle est en fonction de la nature des déchets et des pertes d'énergie qu'on peut tolérer.

La grille, dans son ensemble est constituée par des panneaux rectangulaires, contenus dans une structure définie par des traverses et des longrines et appuyée sur le béton ou la maçonnerie de la vidange de fond. Les barreaux de la grille reposent sur les traverses de la grille et sur des appuis intermédiaires (voir figure (8-2) afin d'éviter tous phénomènes de vibration.

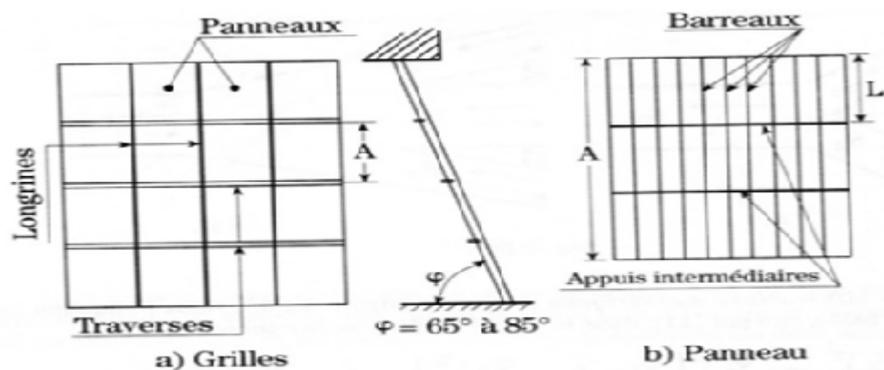


Figure (3-7): schéma représentatif des grilles

5.2.4 Conclusion

Les équipements des ouvrages annexes jouent un rôle très important pour la sécurité telle que :

- ❖ La protection aval contre les inondations
- ❖ La protection des constitutions des ouvrages annexes, (conduite de vidange et prise d'eau)
- ❖ Régler les débits à évacuer

1. Introduction:

L'étude de stabilité est fondamentalement essentielle dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel à la définition de la géométrie des ouvrages.

Cette étude peut définir la stabilité au glissement et au renversement, ces derniers se produisent de manière très variée, ils affectent tous les ouvrages ou ils peuvent se produire à tout moment.

2. Stabilité de déversoir :

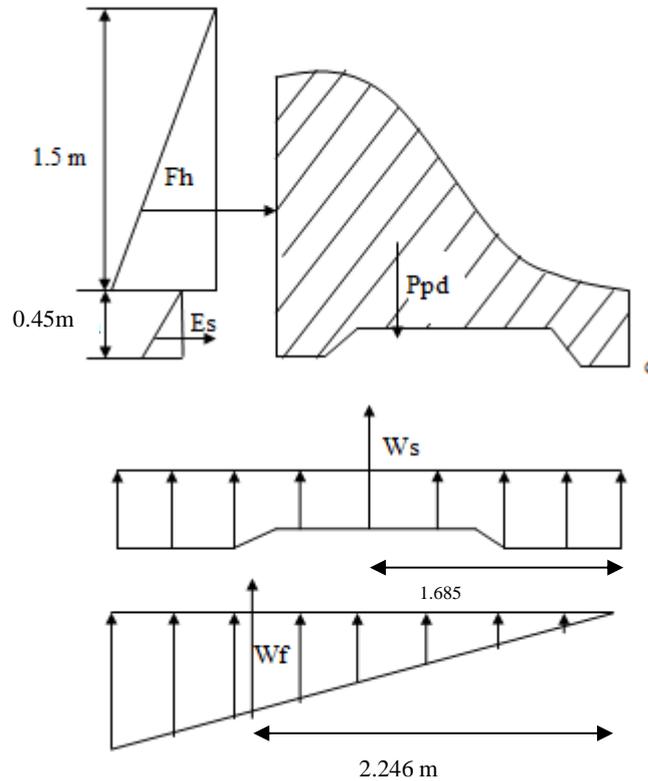


Figure (4-1) : forces agissant au déversoir

2.1. Les forces agissant sur le déversoir:

2.1.1. Poids propre de déversoir :

$$P_{pd} = \delta_b \cdot S_b \cdot \ell x \dots\dots\dots (4-1)$$

Où:

δ_b : poids volumique de béton = 2,5 T/m³

S_b : section transversal de béton = 2.15m²

ℓx : Longueur unitaire

D'où

$$P_{pd} = 5.375 \text{ T}$$

2.1.2. Force de poussée hydrostatique amont :

$$F_h = \frac{1}{2} \delta_w \cdot hc^2 \ell x \dots\dots\dots (4-2)$$

Avec:

δ_w : poids volumique de l'eau 1T/m³

hc : hauteur du plan d'eau amont

$$F_h = 1.125 \text{ T}$$

2.1.3. Force de poussée du sol amont Es :

$$E_s = \delta_{ss} \cdot \frac{h_s^2}{2} \cdot tg \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \ell x \dots\dots\dots (4-3)$$

δ_{ss} : poids volumique du sol saturé $\delta_{ss} = 2.066 \text{ T/m}^3$

h_s : hauteur du sol exerçant la poussée $h_s = 0.45 \text{ m}$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

$$E_s = 0.120 \text{ T}$$

2.1.4. Force de sous pression W_T :

$$W_T = W_S + W_F$$

Où :

W_F : sous pression de l'eau

W_S : Sous pression hydrostatique

Pour calculer les sous pressions on trace d'abord les épures de sous pressions. Pour ce faire on utilise la méthode de BLIGH qui considère que la charge d'eau à l'amont est répartie uniformément sur le long du contour souterrain.

Afin d'éviter les déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de BLIGH: $L_{r.c.d} > L_{c.d}$

D'où :

$$L_{r.c.d} : \text{longueur réelle du contour déployé} : L_{r.c.d} = 3.37 \text{ m}$$

$$L_{cd} : \text{longueur du contour déployé} : L_{cd} = C.H$$

C:coefficient de proportionnalité qui dépend du type de sol $C = 2$

Donc

$$L_{r.c.d} = 3.37 > L_{c.d} = 3$$

D'où :

Les sous pressions en chaque point du contour sont déterminés par la formule suivante :

$$hx = \frac{H}{L_{r.c.d}} * \ell x$$

Avec :

ℓx : La longueur hydraulique du point considéré depuis l'origine "o"

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (4- 1) : force de sous pression

N° des points	0	1	2	3	4	5	6	7
ℓx	0	0.45	0.65	0.943	2.44	2.72	2.92	3.37
hx	0	0.133	0.193	0.280	0.724	0.807	0.866	1

❖ Calcule de W_s

$$W_s = s_s \cdot \ell x$$

s_s : surface définie sur l'épure de sous pression hydrostatiques

$$s_s = \delta_w \cdot ((h_{\text{amont}} - (d+h_{\text{av}})) \cdot l_r \cdot \ell x \dots \dots \dots (4-4)$$

A.N :

$$W_s = 1 \times (3.7 - (2.78 + 0.45)) \times 3.37$$

d : ancrage aval de déversoir

h_{av} : hauteur aval

h_{amant} = hauteur amont de déversoir

D'où

$$W_s = 1.59 \text{ T}$$

❖ Calcule de W_F

$$W_F = S_F \cdot \ell_S$$

S_F : surface définie sur l'épure de sous pression de l'eau

$$S_f = \delta_w \cdot \frac{h_0 + h_7}{2} \cdot l_r \dots \dots \dots (4-5)$$

H_0 et h_7 : hauteur des sous pression respectivement au point (0) et (7) voir schéma de calcul

On obtient:

$$W_F = 1.685 \text{ T}$$

Donc : $W_T = 3.275 \text{ T}$

2.2. Stabilité de déversoir au renversement

Pour assurer la stabilité au renversement il faut assurer la relation suivante

$$\frac{\sum MT}{\sum Mm} \geq 1.5 \dots \dots \dots (4-6)$$

$\sum MT$: Somme des moments résistants.

$\sum Mm$: Somme des moments moteurs.

Le calcul de stabilité se fait autour du point de l'arrêt aval "o" qui est le point pessimiste dans le cas ou la cote du plan d'eau égale la hauteur du seuil régulateur

D'où

$$\sum MT/o = P_{pd} \cdot 1,416 - W_t \cdot 1,685 = 2.09 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\sum Mm/o = F_h \cdot 0,65 + E_s \cdot 0,15 = 0.749 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$\frac{\sum MT}{\sum Mm} = 2.79$$

La stabilité de déversoir au renversement est vérifiée

2.3. Stabilité de déversoir au glissement:

La stabilité au glissement est assurée si:

$$\frac{\sum Fv \cdot \text{tg}\phi + C_s}{\sum Fh} > 1 \dots \dots \dots (4-7)$$

$\sum Fv$: Somme des forces verticales

$$\sum Fv = P_{pd} - W_F = 3.69 \text{ T}$$

$$\sum Fh = F_h + E_s = 1.245 \text{ T}$$

C : cohésion, généralement $C_s = 0$

$\phi = 30^\circ$ On prend $\text{tg}\phi = 0.60$.

$$\frac{\sum Fv \cdot \text{tg}\phi + C_s}{\sum Fh} = 1.778 > 1.5$$

La stabilité du déversoir au glissement est alors vérifiée

2.4. Stabilité au poinçonnement :

Pour assurer la stabilité au poinçonnement il faut assurer la relation suivante :

$$\sigma_{1,2} > 0 \text{ et } \sigma_{1,2} < \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{100 B} \pm \frac{6M'_G}{100 B^2} \dots \dots \dots (4-8)$$

σ_{sol} : C'est la contrainte moyenne admissible du sol ($\sigma_{sol} = 2.87 \text{ bar}$)

M'_G : Moment /G des forces vertical+ moment /G des forces verticales (avec l'application de coefficient de sécurité)

$$\text{Donc : } M'_G = 1.35 (P_{pd} \times 0.26 - W_f \times 1.09 - W_s \times 0.53) + 1.5 (F_h \cdot 0.76)$$

$$M'_G = 1.82 \text{ Tm}$$

On a:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{100 B} \pm \frac{6M'_G}{100 B^2}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{1,2} = 0.234 \pm 0.206$$

$$\sigma_1 = 0.44 \text{ Bar} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 0.028 \text{ bar}$$

Donc on a :

$$\sigma_{1,2} > 0$$

$$\sigma_{1,2} < 2.87 \text{ bar} \quad \text{c'est vérifié}$$

3. Stabilité des murs bajoyers :

Les murs latéraux et bajoyers, travaillent essentiellement comme des murs de soutènement, ils en supportent la poussée du terrain, et celle des surcharges.

Préalablement on établie le redimensionnement des murs Bajoyer de hauteur H=4.5m.

Tout les dimensionnements des murs bajoyers pour un sol saturé sont représentés à la figure suivante

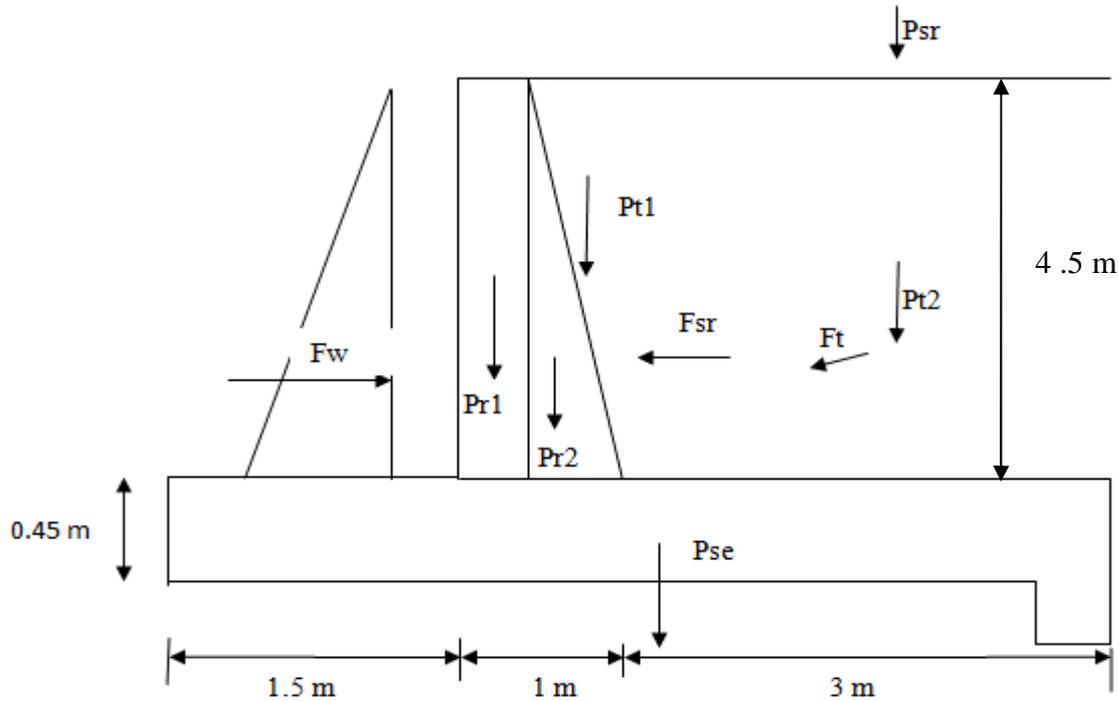


Figure (4-2) : force agissant sur les murs bajoyers

Les forces agissant sur une longueur unitaire sont:

3.1. Les forces verticales

3.1.1. Poids de rideau

$$Pr = \gamma_b \cdot \left(\frac{1+0.5}{2} \right) \cdot 4,5 \cdot \ell x = 8.437 \text{ T}$$

$$Pr = 8.437 \text{ T}$$

3.1.2. Poids de la semelle :

$$P_{Se} = \gamma_b \cdot 4 \cdot 0,45 \cdot \ell x = 2.25 \text{ T}$$

$$P_{Se} = 2.25 \text{ T}$$

3.1.3. Poids de surcharges

$$P_{sr} = S_r \cdot L_s \cdot \ell x$$

$$P_{sr} = 2 \text{ T}$$

Ou S_r : surcharge $S_r = 1 \text{ Tf/m}^2$

3.1.4. Poids des terres sur la semelle

$$P_t = P_{t1} + P_{t2}$$

$$P_t = \gamma_{ss} \cdot \left(\frac{z+1.5}{2}\right) \cdot H \cdot \ell x$$

$$P_t = 16.223 \text{ T}$$

Où γ_{ss} : poids volumique des sols saturés $\gamma_{ss} = 2.06 \text{ Tf/m}^3$

3.2. Les forces horizontales:

3.2.1. La poussée des terres :

$$F_t = A \sigma_{SS} \cdot (H^2/2) \cdot \ell x \quad \text{Ou:}$$

H: hauteur de mur (H=4.5m)

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.333.$$

$$\phi = 30^\circ$$

D'où:

$$F_t = 9.123 \text{ T}$$

3.2.2. La poussée des surcharges :

$$F_{sr} = A \cdot S_r \cdot H \cdot \ell x = 1.714 \text{ TF}$$

3.2.3. La poussée de l'eau

$$F_w = \gamma_w \cdot H^2/2 \cdot \ell x$$

AN :

$$F_w = 7.76 \text{ T}$$

3.3. Stabilité au renversement :

On étudie la stabilité au renversement des murs en considérant le cas le plus défavorable de sollicitation. il faut que

$$\frac{M_s}{M_r} > K r^{adm} \quad K r^{adm}: \text{coefficient de sécurité en France} = 3$$

Où:

M_s : moment des forces stabilisatrice par rapport au point "o"

$$M_s = P_{se} \cdot 2 + P_r \cdot 1.694 + P_t \cdot 3.11 + P_{sr} \cdot 3 + F_t \cdot 2.15 + F_{sr} \cdot 2.9$$

M_m : moment des forces déstabilisatrice par rapport au point "o"

$$M_m = F_w \cdot 1.97$$

$$\frac{M_s}{M_m} = 6.89 > K r^{adm} = 3$$

Donc le mur est stable au renversement.

3.4. Stabilité au glissement :

Le mur est stable au glissement si sont vérifiées

$$\frac{F_h}{F_v} < F.$$

Où :

F:coefficient de frottement béton sur terre $F=0.6$

F_h : somme des forces horizontal.

F_v : somme des forces vertical.

$$F_h = 3.077 T$$

$$F_v = 32.16T$$

$$\frac{F_h}{F_v} = 0.0954 < F.$$

Le mur est susceptible de glisser sur l'axe de l'évacuateur de crue sous l'effet de la pente de coursier $I_1=0.08$

Donc :

$$\frac{F_h}{F_v} = \frac{P_r \cdot \sin a_1 + P_s \cdot \sin a_1}{P_r \cdot \cos a_1 + P_s \cdot \cos a_1}$$

$$A N : \frac{F_h}{F_v} = 0.0799 < 0.6$$

Donc on peut dire que le mur est stable au glissement suivant l'axe de la digue

3.5. Etude du ferrailage:

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur laquelle s'exercent sur deux poussées, celles des terres et celle des surcharges

Etat limite ultime

Le moment d'encastrement est

$$M_e = 1.35 M_e^{ft} + 1.5 M_e^{fst}$$

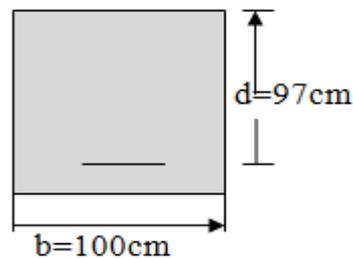
M_e^{ft} : moment par rapport au point de renversement de la force des poussées des terres

$$M_e^{ft} = F_t \cdot H/3 = A \cdot \gamma_{ss} \cdot H^3/6 = 10.324 T m$$

M_e^{fst} : moment de la surcharge et la poussée de l'eau par rapport point de renversement

$$M_e^{fst} = F_s \cdot H/2 = A \cdot S \cdot H^2/2 = 6.946 T m$$

$$D'où : M_e = 24.36 T m$$



$$\text{On a } \mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} b d^2}$$

Avec :

σ_{bc} : contrainte admissible de compression de béton

b: longueur de la tranche

d: largeur de mur diminuée de l'enrobage "o"

e: 3cm

d: 97cm

σ_{bc} : 142 bar

b=100 cm

A.N

$\mu = 0.018$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ La section pivote autour de A

Vérification de l'existence des aciers comprimés:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\ell} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} \text{ et } E_s = 2.1 * 10^6 \\ a_{\ell} = \frac{3.5}{1000\varepsilon_{\ell} + 3.5} \\ \mu_{\ell} = 0.8 a_{\ell} - 0.32 a_{\ell}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\ell} = 1.65. 10^{-3} \\ a_{\ell} = 0.680 \\ \mu_{\ell} = 0.396 \end{array} \right.$$

On remarque que $\mu < \mu_{\ell} \Rightarrow$ la section ne comportera donc que des armatures tendue

On calcule la section d'acier

$$A = \frac{Me}{\beta d \sigma_s}; \text{ En cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0.4a = 0.99$$

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0227$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 3478$$

D'où :

$$A = 7.22 \text{ cm}^2$$

On prendra 5 barres de diamètre 14mm espacée de 20 cm

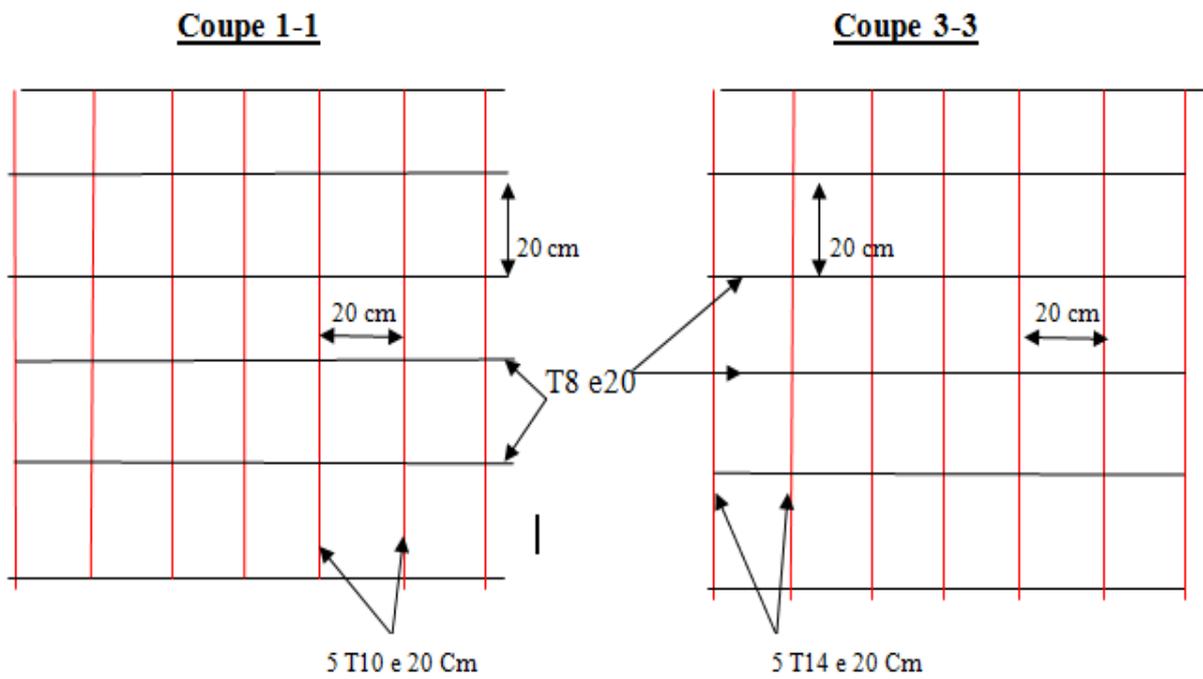
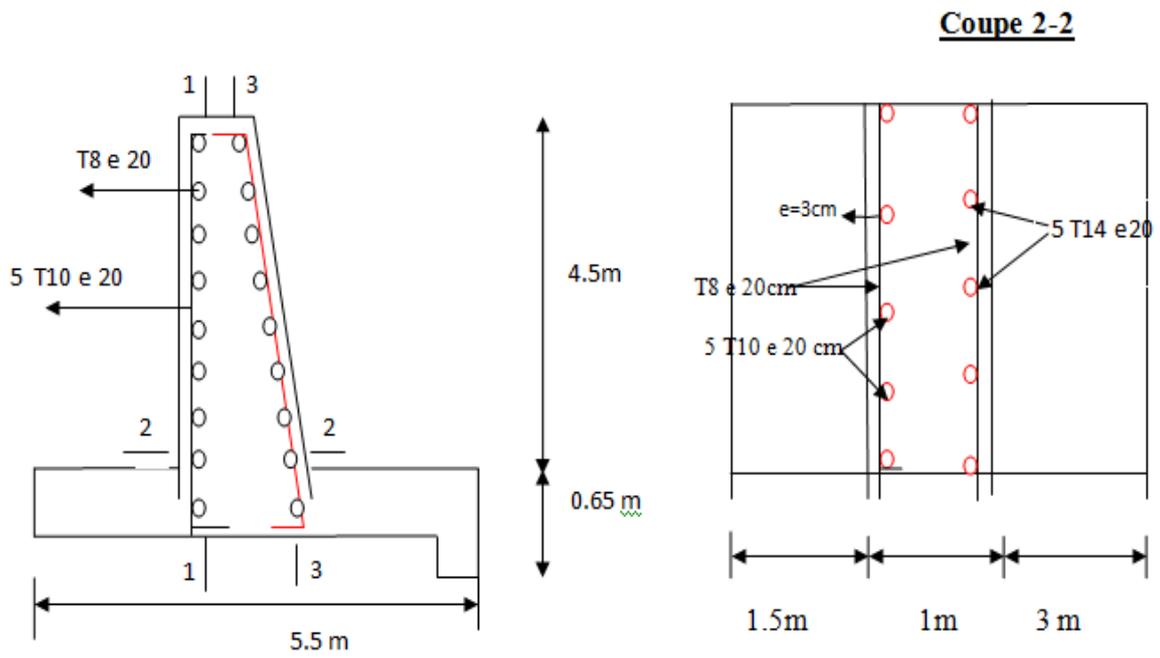


Figure (4-3) : ferrailage des murs bajoyers

3.6. Ferrailage de la semelle

La semelle est soumise dans le cas défavorable au charge due au poids du rideau, poids de l'eau, des réactions des sols, poids de la semelle, poids des terres et des surcharges

σ Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{N'}{100 B'}$$

$$N' = 1.35 (P_t + P_r + P_{se}) + 1.5 P_s$$

$$N' = 45,066 \text{ T}$$

$$\sigma = \frac{N'}{100 B'}$$

$$\sigma = 1.13 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_{se} = 1.35 \frac{P_{se}}{100 B} = 1.35 \frac{6500}{100 \cdot 400}$$

$$\sigma_{trs} = \frac{1.35(p_t + p_r) + 1.5p_s}{100 B} = \frac{1.35(16223 + 8437) + 1.5(2000)}{100 \cdot 400}$$

D'où

$$\sigma_{se} = 0.219 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{trs} = 0.907 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes de réaction du sol:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{100 B} \pm \frac{6M'_G}{100 B^2}$$

Avec

M'_G : Moment /G' des forces vertical+ moment /G' des forces verticales (avec l'application de coefficient de sécurité)

$$\text{Donc : } M'_G = 1.35 (9.123 \times 1.392 + 8,437 \times 0,186 - 16,223 \times 1,094) \\ + 1.5 (1.714 \times 1.391 - 2 \times 1)$$

$$M'_G = 4.12 \text{ Tm}$$

On a:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{100 B} \pm \frac{6M'_G}{100 B^2}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{1,2} = 2.209 \pm 0.154$$

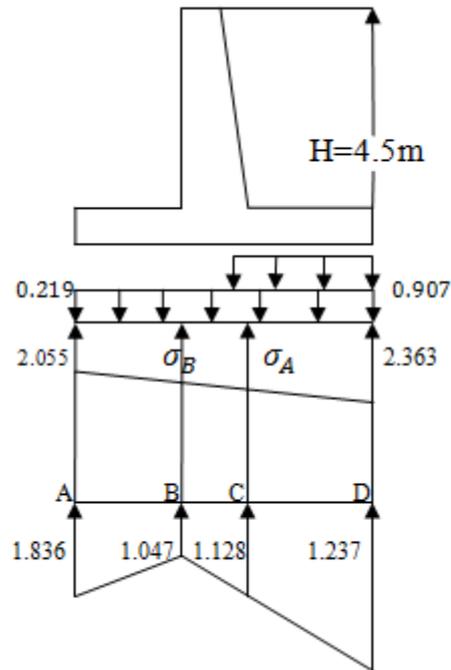
$$\sigma_1 = 2.363 \text{ bar} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2.055 \text{ bar}$$

Détermination des réactions du sol σ_A et σ_B

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement :

$$\sigma_A = 2.254 \text{ bar} \quad \text{et} \quad \sigma_B = 2.173 \text{ bar}$$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la figure suivante :



3.6.1. Etude de la partie AB:

Cette partie est considérée comme une console encastree au point B. Le moment d'encastrement

$$M_{AB} = F_{R1} \cdot g_1$$

Avec:

F_{R1} : Est la force resultant de la partie AB

g_1 : bras de levier

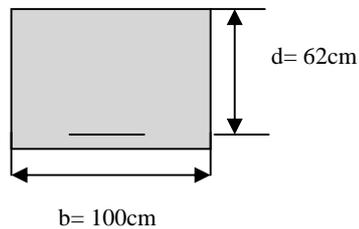
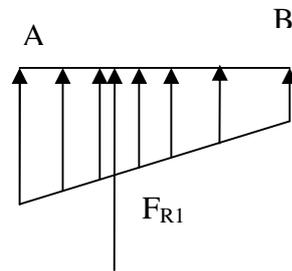
AN:

$$M_{AB} = 17.69 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

Donc:

$$M_{AB} = 17.69 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M e}{\sigma_{bc} b d^2}$$



Avec :

σ_{bc} : contrainte admissible compression de beton = 142 bar

b: largeur de la tranche en = 100 cm

d: largeur du mur diminue de l'enrobage = 62cm

c: l'enrobage = 3cm

Ce qui donne:

$\mu = 0.0324 < 0.186$ La section pivote autour de A

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\ell} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \text{ et } E_s = 2.1 * 10^6 \\ a_{\ell} = \frac{3.5}{1000\varepsilon_{\ell} + 3.5} \\ \mu_{\ell} = 0.8 a_{\ell} - 0.32 a_{\ell}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{\ell} = 1.65. 10^{-3} \\ a_{\ell} = 0.680 \\ \mu_{\ell} = 0.396 \end{array} \right.$$

On remarque que $\mu < \mu_l \implies$ la section ne comportera donc que des armatures tendue

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad a = 0.0411$$

$$\beta = 1 - 0.4a \quad \beta = 0.983$$

La section d'acier

$$A = \frac{M_e}{\beta d \sigma_s}$$

Donc on obtient

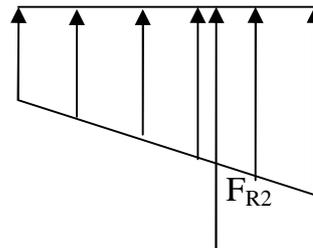
$$A = 8.35 \text{ cm}^2$$

En prendra 5 barres de diamètre 16mm espacées de 20cm

3.6.2. Etude de la partie CD:

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement

$$M_{CD} = F_{R2} \cdot g_2$$



Avec:

F_{R1} : Est la force résultante de la partie AB

g_2 : bras de levier

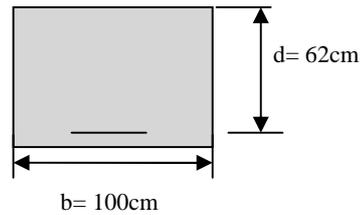
AN:

$$M_{AB} = 14.69 * 10^5 \text{ kg.cm}$$

Donc:

$$M_{AB} = 14.69 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{Me}{\sigma_{bc} b d^2}$$



Avec :

σ_{bc} : contrainte admissible compression de béton = 142 bar

b: largeur de la tranche en = 100 cm

d: largeur du mur diminuée de l'enrobage = 62cm

c: l'enrobage = 3cm

Ce qui donne:

$$\mu = 0.0269 < 0.186 \quad \text{La section pivote autour de A}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_\ell = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \text{ et } E_s = 2.1 \cdot 10^6 \\ a_\ell = \frac{3.5}{1000\varepsilon_\ell + 3.5} \\ \mu_\ell = 0.8 a_\ell - 0.32 a_\ell^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_\ell = 1.65 \cdot 10^{-3} \\ a_\ell = 0.680 \\ \mu_\ell = 0.396 \end{array} \right.$$

On remarque que $\mu < \mu_\ell \implies$ la section ne comportera donc que des armatures tendues

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad a = 0.0341$$

$$\beta = 1 - 0.4a \quad \beta = 0.986$$

La section d'acier

$$A = \frac{Me}{\beta d \sigma_s}$$

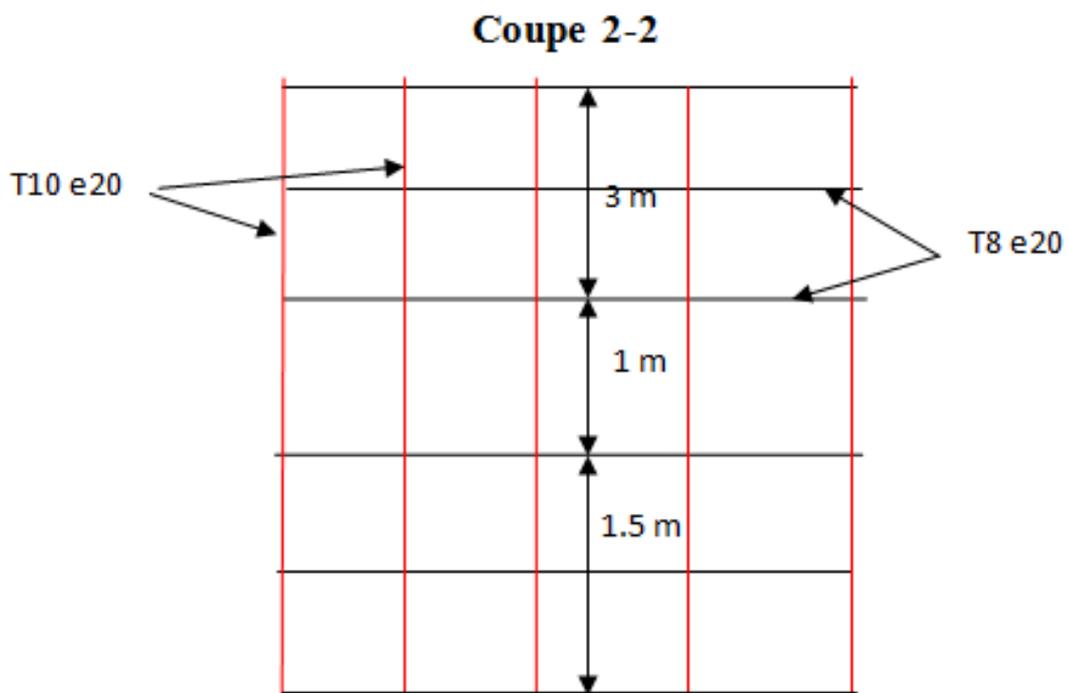
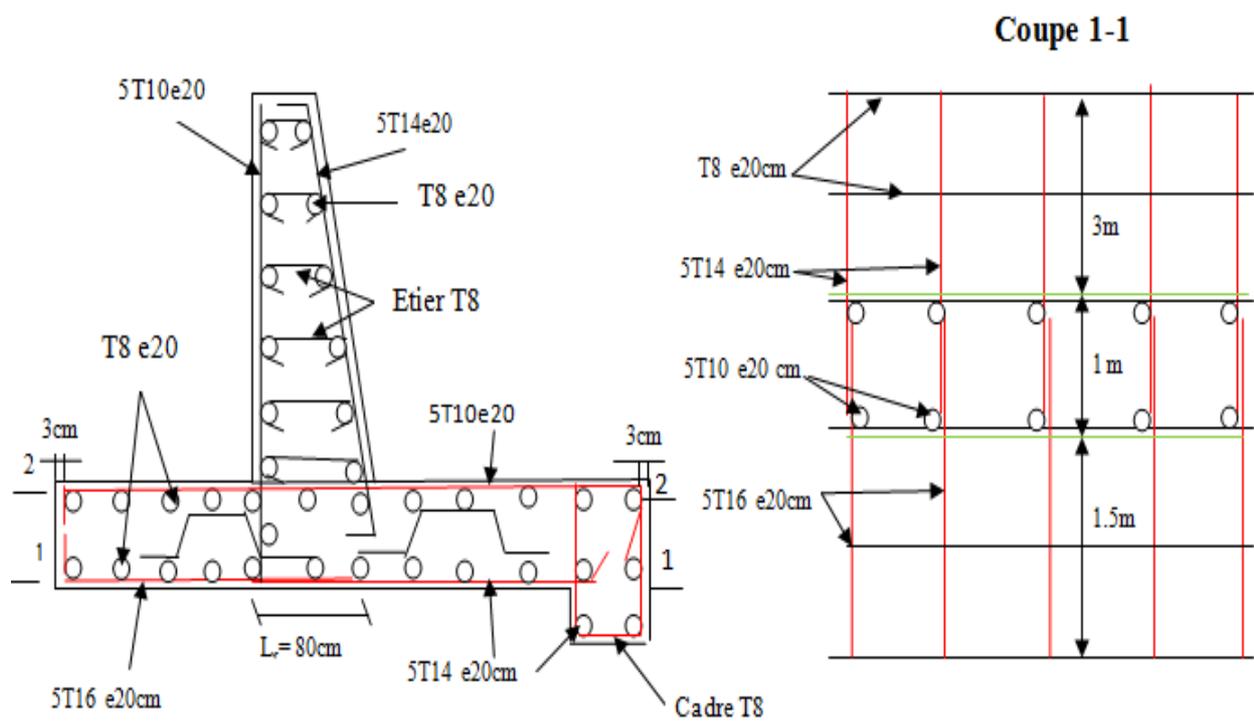
Donc on obtient

$$A = 6.91 \text{ cm}^2$$

En prendra 5 barre de diamètre 14mm espacée de 20cm

Conclusion :

D'après l'étude de stabilité de déversoir et des murs bajoyers on a remarqué que le déversoir et les murs bajoyers sont stables aux glissements et renversement et au poinçonnement dans le cas le plus défavorable.



Remarque :

L_r : longueur de recouvrement des aciers

Figure (4-4) : ferrailage de la semelle des murs bajoyers

CONCLUSION GENERALE

A travers ce mémoire nous avons étudié l'aménagement hydraulique de l'oued EL HAIMEUR pour protéger la ville de GHARDAIA contre les inondations

On a fait une étude hydrologique pour l'estimation des débits de crues pour différentes périodes de retour qui doit être utilisé pour le dimensionnement des différents ouvrages annexes :

Une galerie de dérivation de diamètre 3 sert à évacuer les crues de l'oued pendant la période de chantier grâce à un batardeau amont intégré au corps du barrage, elle est calée à 442.8 m NGA

Une conduite de vidange de fond a été placée sur la rive gauche de diamètre 1.2m calée à 443.2 m NGA sert à vider le barrage en quelques jours.

Un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal a été placé sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 30 m après une étude d'optimisation

A la fin nous pensons avoir atteint notre objectif qui est le bon fonctionnement des ouvrages annexes et le bon control du cours d'eau pour éviter tous les problèmes des inondations.

ANNEXES

Annexe 01 :

Résultats des essais Lugeons réalisées sur les sondages SC (1, 2,5)

N°	Sondage	Tranche	K (ul)	Observations
1	LaaSC1	2.80 – 5.0	2.35.5	Perte totale
2	LaaSC1	4.0 - 5.0	191.81	Perte totale
3	LaaSC1	5.0 - 10.0	31.30	Perte totale
4	LaaSC1	7.0 – 10.0	47.41	Perte totale
5	LaaSC1	10.0 – 15.0	0.31	Chute pression
6	LaaSC1	12.0 – 15.0	27.9	Perte totale
7	LaaSC1	15.0 – 20.0	14.33	Perte totale
8	LaaSC1	17.0 –20.0	0.2	Chute pression
9	LaaSC1	20.0- 25.0	2.51	
10	LaaSC1	25.0 – 30.0	0.41	
11	LaaSC1	30.0 – 35.0	4.16	
12	LaaSC1	35.0 - 40.0	0.57	
13	LaaSC1	40.0 - 45.0	10.13	
14	LaaSC1	45.0-48.5	0.63	

15	LaaSC2	12.5 – 16.5	41.93	Perte totale
16	LaaSC2	14.5 – 16.5	27.47	Perte totale
17	LaaSC2	15.5 – 16.5	16.36	
18	LaaSC2	16.5 - 22.0	0.02	
19	LaaSC2	22.0 –27.0	0.01	
20	LaaSC2	27.0 – 32.0	0.16	
21	LaaSC2	32.0 - 37.0	1.77	
22	LaaSC2	34.0 – 37.0	5.01	

23	LaaSC3	17.0 – 22.0	20.37	Perte totale
24	LaaSC3	19.0 – 22.0	0.25	
25	LaaSC3	22.0 – 27.0	0.0	Argile
26	LaaSC3	27.0 – 32.0	0.0	Argile
27	LaaSC3	32.0 – 37.0	0.14	Argile
28	LaaSC3	34.0 – 37.0	0.0	Argile
29	LaaSC3	37.0 – 42.0	0.0	Argile
30	LaaSC3	42.0 – 47.0	0.0	Argile
31	LaaSC3	43.0 – 47.0	0.0	Argile

32	LaaSC4	18.0 – 23.0	9.9	
33	LaaSC4	20.0 –23.0	0.66	(Argile)
34	LaaSC4	23.0 – 28.0	4.30	Perte totale(Argile)
35	LaaSC4	25.0 – 28.0	14.62	Perte totale(Argile)
36	LaaSC4	27.0 – 28.0	0.0	(Argile)
37	LaaSC4	26.0 – 28.0	0.0	(Argile)
38	LaaSC4	29.0 - 32.5	22.8	Perte de pression(Argile)
39	LaaSC4	30.0 – 32.5	0.0	(Argile)

40	LaaSC5	2.0 – 3.0	0.0	
41	LaaSC5	3.0 – 8.0	0.0	
42	LaaSC5	8.0 – 13.0	0.08	
43	LaaSC5	13.0 –18.0	0.0	
44	LaaSC5	18.0 – 23.0	0.0	Perte totale
45	LaaSC5	20.0 – 23.0	545.71	Perte totale
46	LaaSC5	22.0 – 23.0	103.35	Perte totale
47	LaaSC5	23.0 – 28.0	7.51	Perte totale
48	LaaSC5	25.0 - 28.0	8.61	Perte totale
49	LaaSC5	27.0 – 28.0	42.93	
50	LaaSC5	28.0 – 33.0	3.83	
51	LaaSC5	33.0 - 36.5	0.11	(Argile)
52	LaaSC5	36.5 – 41.3	9.97	(Argile)
53	LaaSC5	41.3 – 46.3	1.70	(Argile)
54	LaaSC5	46.3 – 50.0	0.08	(Argile)

ANNEXES

Annexe 02 :

Les pluies annuelles :

année	Precipitation (mm)
1964	5.6
1965	61
1966	70
1967	22
1968	55.2
1969	80.3
1970	12.8
1971	44.5
1972	84
1973	81
1974	42
1975	98.3
1976	109.1
1977	74
1978	34
1979	59.4
1980	149.5
1981	30.3
1982	59
1983	14.11
1984	61.6
1985	41
1986	97
1987	55

Année	precipitation (mm)
1988	56
1989	34
1990	118
1991	55.2
1992	57.11
1993	30.7
1994	158.8
1995	56.9
1996	59
1997	99.9
1998	19
1999	99.03
2000	39.25
2001	42.69
2002	79.56
2003	90.19
2004	173.7
2005	55.6
2006	59.3
2007	74.6
2008	202.9
2009	220.6
2010	34.6
2011	50

ANNEXES

Annexe 03 :

Les pluies maximales journalières:

année	pluies maximale journalière (mm)
1975	24,7
1976	17,2
1977	17,9
1978	11,3
1979	18,6
1980	64,5
1981	13,0
1982	9,4
1983	2,9
1984	20,2
1985	6,8
1986	36,6
1987	8,8
1988	8,9
1989	6,7
1990	27,9
1991	10,9
1992	12,6
1993	11,9
1994	45,8
1995	30,3
1996	12,0
1997	23,0
1998	3,5
1999	26,0
2000	18,0
2001	18,0
2002	24,0
2003	33,0
2004	46,0
2005	7,0
2006	16,2
2007	10,0
2008	23,0
2009	13,1
2010	8,6
2011	20,0

ANNEXES

Annexe 04:

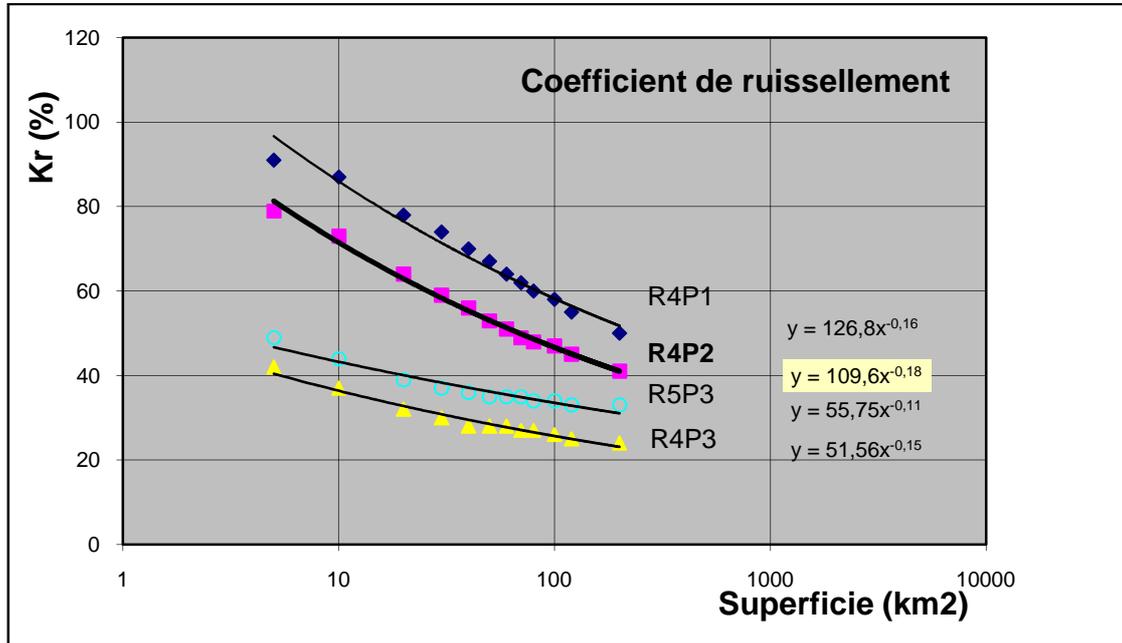
Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

Période de retour (ans)	10000		1000		100		50		20		10		5	
	Ptc(%) (mm)	I (mm/h)	Ptc(%) (mm)	I(mm/h)	Ptc(%) (mm)	I (mm/h)	Ptc(%) (mm)	I (mm/)	Ptc(%) (mm)	I(mm/h)	Ptc(%) (mm)	I (mm/)	Ptc(%) (mm)	I(mm/h)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	116,94	233,88	75,53	151,07	44,20	88,40	36,48	72,96	27,42	54,83	21,26	42,52	15,61	31,22
1	129,75	129,75	83,81	83,81	49,05	49,05	40,48	40,48	30,42	30,42	23,59	23,59	17,32	17,32
2	143,97	71,98	92,99	46,50	54,42	27,21	44,91	22,46	33,75	16,88	26,18	13,09	19,22	9,61
3	153,00	51,00	98,83	32,94	57,83	19,28	47,73	15,91	35,87	11,96	27,82	9,27	20,42	6,81
4	159,74	39,94	103,18	25,80	60,38	15,10	49,83	12,46	37,45	9,36	29,04	7,26	21,32	5,33
5	165,18	33,04	106,70	21,34	62,44	12,49	51,53	10,31	38,73	7,75	30,03	6,01	22,05	4,41
6	169,76	28,29	109,65	18,28	64,17	10,69	52,96	8,83	39,80	6,63	30,87	5,14	22,66	3,78
7	173,73	24,82	112,22	16,03	65,67	9,38	54,20	7,74	40,73	5,82	31,59	4,51	23,19	3,31
8	177,25	22,16	114,49	14,31	67,00	8,37	55,29	6,91	41,56	5,19	32,23	4,03	23,66	2,96
9	180,41	20,05	116,53	12,95	68,19	7,58	56,28	6,25	42,30	4,70	32,80	3,64	24,08	2,68
10	183,28	18,33	118,39	11,84	69,28	6,93	57,18	5,72	42,97	4,30	33,32	3,33	24,47	2,45
11	185,92	16,90	120,09	10,92	70,28	6,39	58,00	5,27	43,59	3,96	33,80	3,07	24,82	2,26
12	188,36	15,70	121,67	10,14	71,20	5,93	58,76	4,90	44,16	3,68	34,25	2,85	25,14	2,10
13	190,64	14,66	123,14	9,47	72,06	5,54	59,47	4,57	44,69	3,44	34,66	2,67	25,45	1,96
14	192,77	13,77	124,51	8,89	72,86	5,20	60,14	4,30	45,19	3,23	35,05	2,50	25,73	1,84
15	194,77	12,98	125,81	8,39	73,62	4,91	60,76	4,05	45,66	3,04	35,41	2,36	26,00	1,73
16	196,67	12,29	127,03	7,94	74,34	4,65	61,35	3,83	46,11	2,88	35,76	2,23	26,25	1,64
17	198,46	11,67	128,19	7,54	75,02	4,41	61,91	3,64	46,53	2,74	36,08	2,12	26,49	1,56
18	200,17	11,12	129,30	7,18	75,66	4,20	62,45	3,47	46,93	2,61	36,40	2,02	26,72	1,48
19	201,80	10,62	130,35	6,86	76,28	4,01	62,95	3,31	47,31	2,49	36,69	1,93	26,94	1,42
20	203,36	10,17	131,36	6,57	76,87	3,84	63,44	3,17	47,68	2,38	36,97	1,85	27,15	1,36
21	204,86	9,76	132,32	6,30	77,43	3,69	63,91	3,04	48,03	2,29	37,25	1,77	27,35	1,30
22	206,29	9,38	133,25	6,06	77,98	3,54	64,35	2,93	48,36	2,20	37,51	1,70	27,54	1,25
23	207,67	9,03	134,14	5,83	78,50	3,41	64,79	2,82	48,69	2,12	37,76	1,64	27,72	1,21
24	209,00	8,71	135,00	5,63	79,00	3,29	65,20	2,72	49,00	2,04	38,00	1,58	27,90	1,16

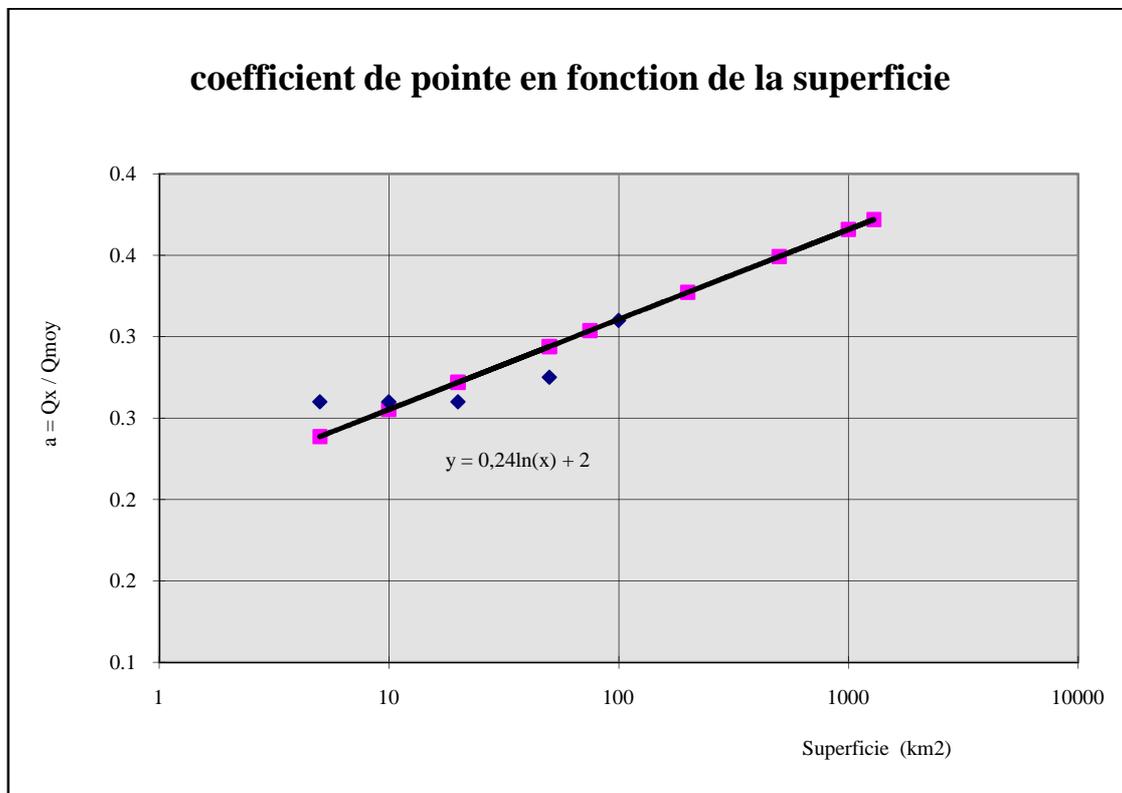
ANNEXES

Annexe 05:

Coefficient de ruissellement en fonction de la superficie et l'indice de relief R



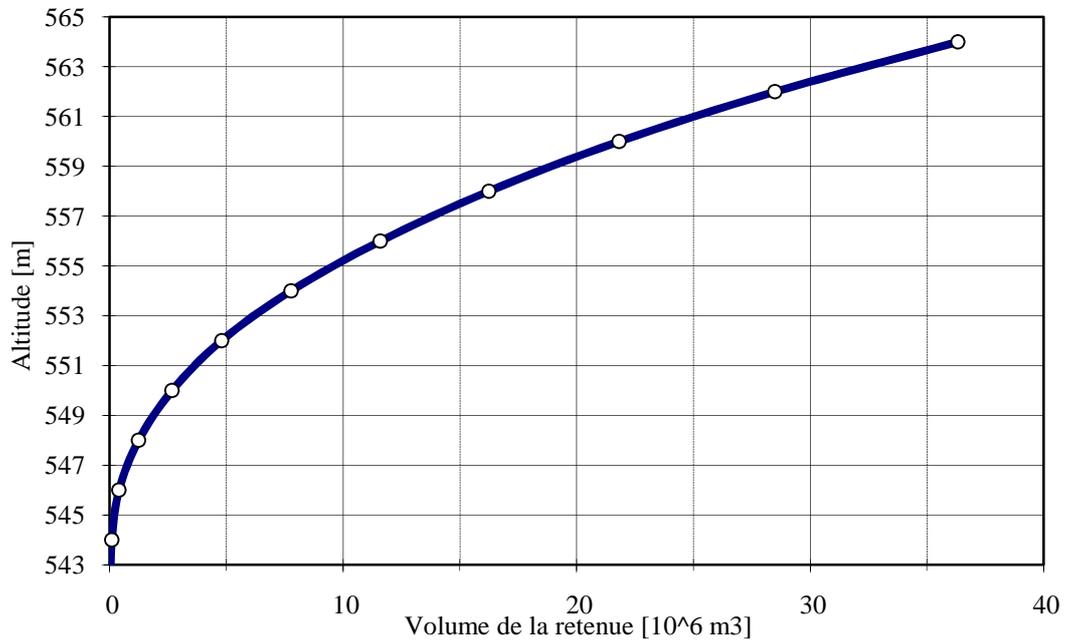
Coefficient de pointe en fonction de la superficie



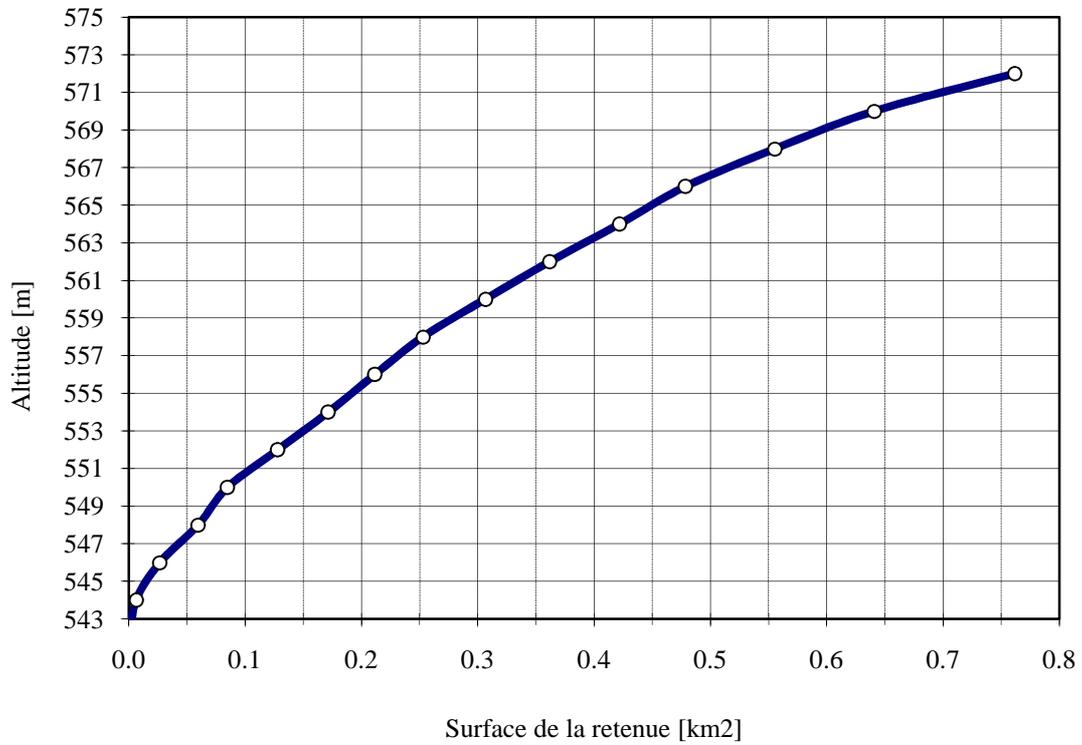
ANNEXES

Annexe 06:

Courbe hauteur-volume El Haimeur



Courbe hauteur-surface El Haimeur



ANNEXES

Annexe 07:

Laminage de crue pour une crue de fréquence 1/100

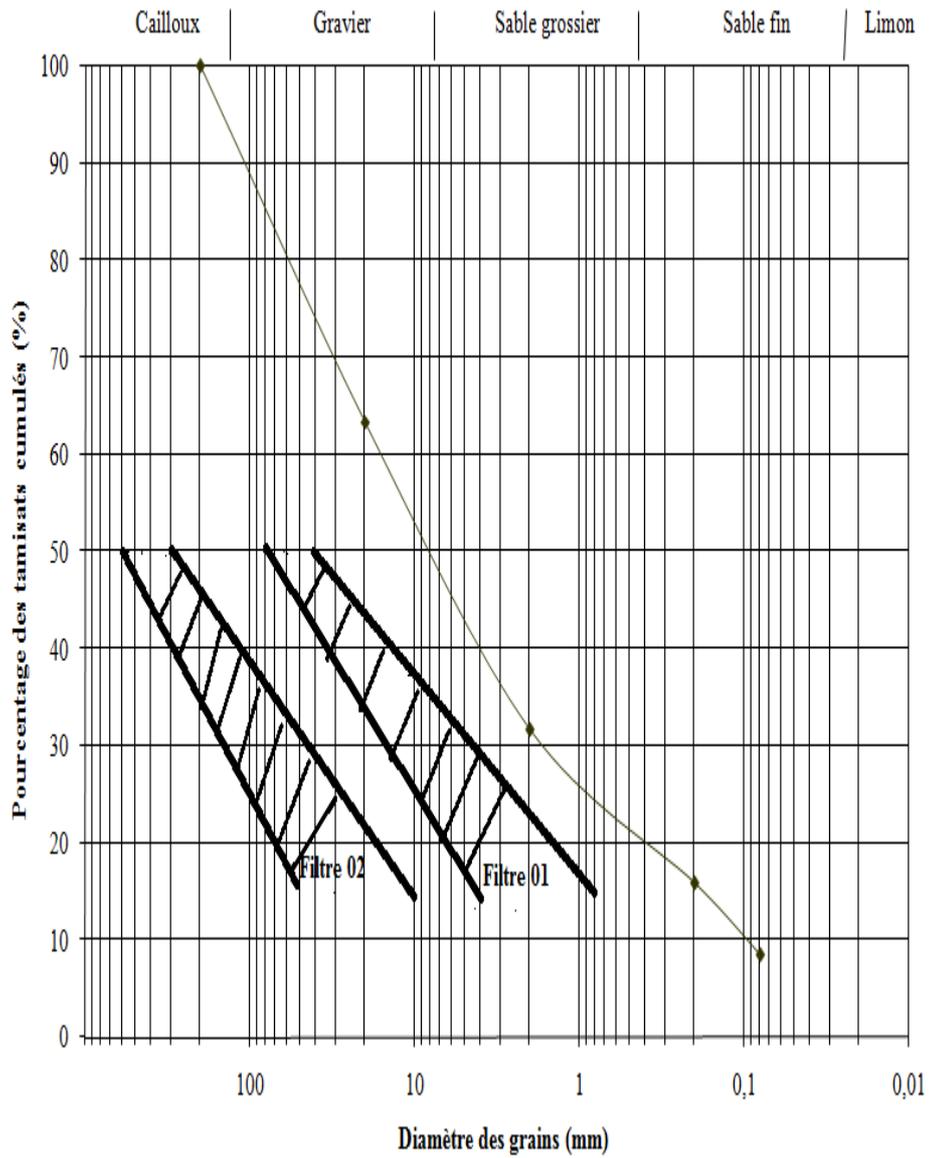
Hd (m)	PHE (m)	V PHE Mm3	VF Mm3	q Laminé m ³ /s	Q max p% = m · b · √2g · H0 ^{3/2}					
					b (m)					
					20 m	30 m	40 m	60 m	80 m	100 m
0	555.45	11.000	0	463.20	0.0	0.0	0.0	0	0	0
0.1	555.55	11.213	0.213	457.19	1.4	2.1	2.7	4.1	5.5	6.9
0.2	555.65	11.438	0.438	450.82	3.9	5.8	7.8	11.6	15.5	19.4
0.3	555.75	11.664	0.664	444.44	7.1	10.7	14.3	21.4	28.5	35.7
0.4	555.85	11.890	0.890	438.07	11.0	16.5	22.0	32.9	43.9	54.9
0.5	555.95	12.115	1.115	431.70	15.3	23.0	30.7	46.0	61.4	76.7
0.6	556.05	12.341	1.341	425.32	20.2	30.3	40.3	60.5	80.7	100.9
0.7	556.15	12.567	1.567	418.95	25.4	38.1	50.8	76.3	101.7	127.1
0.8	556.25	12.792	1.792	412.58	31.1	46.6	62.1	93.2	124.2	155.3
0.9	556.35	13.018	2.018	406.21	37.1	55.6	74.1	111.2	148.3	185.3
1	556.45	13.244	2.244	399.83	43.4	65.1	86.8	130.2	173.6	217.0
1.1	556.55	13.469	2.469	393.46	50.1	75.1	100.2	150.2	200.3	250.4
1.2	556.65	13.695	2.695	387.09	57.1	85.6	114.1	171.2	228.2	285.3
1.3	556.75	13.921	2.921	380.71	64.3	96.5	128.7	193.0	257.4	321.7
1.4	556.85	14.146	3.146	374.34	71.9	107.9	143.8	215.7	287.6	359.5
1.5	556.95	14.372	3.372	367.97	79.7	119.6	159.5	239.2	319.0	398.7
1.55	557.05	14.485	3.485	364.78	83.8	125.7	167.5	251.3	335.1	418.8
1.6	557.15	14.597	3.597	361.59	87.9	131.8	175.7	263.6	351.4	439.3
1.7	557.25	14.823	3.823	355.22	96.2	144.3	192.4	288.6	384.9	481.1
1.8	557.35	15.049	4.049	348.85	104.8	157.2	209.7	314.5	419.3	524.1
1.9	557.45	15.274	4.274	342.48	113.7	170.5	227.4	341.1	454.7	568.4
2	557.55	15.500	4.500	336.10	122.8	184.2	245.6	368.3	491.1	613.9
2.1	557.65	15.726	4.726	329.73	132.1	198.2	264.2	396.3	528.4	660.5
2.2	557.75	15.951	4.951	323.36	141.6	212.5	283.3	424.9	566.6	708.2
2.3	557.85	16.177	5.177	316.98	151.4	227.1	302.8	454.2	605.7	757.1
2.4	557.95	16.403	5.403	310.61	161.4	242.1	322.8	484.2	645.6	807.0
2.5	558.05	16.628	5.628	304.24	171.6	257.4	343.2	514.8	686.3	857.9
2.6	558.15	16.854	5.854	297.86	182.0	273.0	364.0	546.0	727.9	909.9
2.7	558.25	17.079	6.079	291.49	192.6	288.9	385.2	577.8	770.3	962.9
2.8	558.35	17.305	6.305	285.12	203.4	305.1	406.8	610.1	813.5	1016.9
2.9	558.45	17.531	6.531	278.75	214.4	321.6	428.7	643.1	857.5	1071.9
4	559.55	21	10.000	180.76	347.3	520.9	694.5	1041.8	1389.1	1736.3

ANNEXES

Annexe 08:

Figure présente la granulométrie des filtres selon les critères de TERZAGUI

Courbes granulométriques écrêtées à 200 mm



ANNEXES

Annexe 09:

Laminage de crue de chantier

Tableau (5-5) : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)										
<i>Hd (m)</i>	<i>PHE (m)</i>	<i>VPHE (m3)</i>	<i>Vf (m3)</i>	<i>Q_{max,p%}</i>	$Q = S.C.\sqrt{R.I}$ (m3/s) à surface libre $Q = \mu S\sqrt{2.g.z}$ (m3/s) écoulement en charge					
					D (m)					
					2	2.5	3	3.5	4	5
0	542.8	0.1	0	286.90	0	0	0	0	0	0
1	543.8	0.2	0.1	283.87	5.9008	7.2097	8.3402	9.3473	10.2632	11.89
2	544.8	0.3	0.2	277.87	10.98	20.9155	27.2751	32.677	37.4619	45.78
3	545.8	0.5	0.4	266.12	13.44	21.64	31.7629	54.41	68.33	91.28
4	546.8	0.9	0.8	243.61	15.52	24.99	36.6766	50.6025	66.7606	109.6
5	547.8	1.2	1.1	215.29	17.35	27.94	41.0057	56.5753	74.6406	118.181
6	548.8	2	1.9	172.05	19.01	30.61	44.9195	61.9751	81.7647	129.461
7	549.8	2.5	2.4	128.40	20.53	33.06	48.5186	66.9408	88.316	139.834
7.2	550	2.7	2.6	93.11	20.82	33.53	49.2068	67.8903	89.5688	141.817
7.5	550.3	3.1	3	63.58	21.25	34.22	50.2215	69.2903	91.4157	144.742
7.8	550.6	3.5	3.4	40.73	21.68	34.90	51.2161	70.6625	93.2261	147.608
8.2	551	4	3.9	23.94	22.22	35.78	52.5129	72.4517	95.5867	151.346
9.2	552	5	4.9	11.54	23.54	37.90	55.6228	76.7424	101.247	160.309

ANNEXES

Annexe : 10

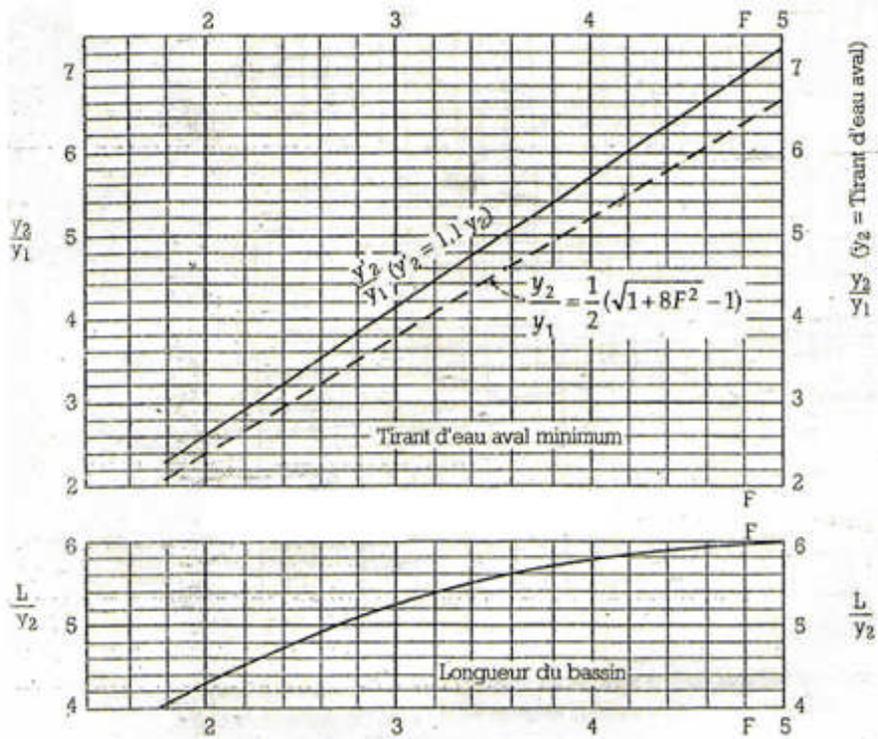
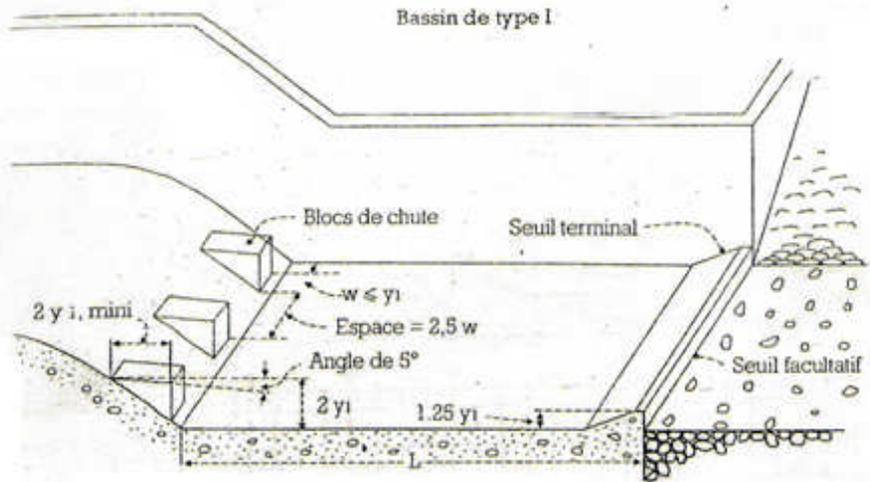


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

ANDRE, MUSY : HYDROLOGIE APLIQUEE. Editions « H.G.A », Bucarest 1998 Suisse pp (104-110).

BONNARD ET GARDEL : Etude d'assainissement et de protection contre les crues de l'oued «M'Zab », édition 2001 .190 pages

GERARD, EGOUTTEE (ENGREF) : PETITS BARRAGES (Recommandation pour la conception, la réalisation, et le suivie), Edition cemagref 1997 pp (93-94).

J, P, LABORDE : HYDROLOGIE DE SURFACE, édition **2000** pp (144-147).

RODIER, J, A, 1992 : Du simulateur de pluie aux bassins représentatifs sahéliens. Collection études et thèses, ORSTM, Edition 2000, pp (76-85)