الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵓⵢⵙⵔⵔⴰⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵡⵙⵏ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

Option: Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE SIDI NACEUR WILAYA D'EL'BAYADH

Présenté par :

KHORCHEF Alla-Eddine Aymen

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOUK Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	M.A.A	Examinateur
BOUZIANE Mamar	M.A.A	Examinateur
TOUMI Samir	M.C.B	Promoteur

Session : Septembre 2021

Remerciement

Je tiens à remercier Dieu qui m'a donné la force et le courage de continuer et d'achever ce travail.

Je remercie mon promoteur Mr. TOUMI de m'avoir orienté par ses conseils dans le but de mener à bien ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

Je remercie ma famille notamment mes parents pour leurs sacrifices.

ملخص:

تعتبر السدود من أكبر الخزانات وتستخدم في مختلف المجالات (التنمية الزراعية، السقي ... الخ). أجرينا دراسة تحجيم الهياكل الملحقة بسد سيدي ناصر على واد سيدي ناصر على مستوى بلدية أفلو بولاية البيض، من أجل ضمان توفير مياه الشرب والمياه المخصصة لسقي المزروعات وحماية السد من السيول.

Résumé :

Les barrages sont considérés comme les plus grands réservoirs et est utilisé dans divers domaines (développement agricole, irrigation…etc.). Nous avons mené une étude de dimensionnement des ouvrages annexes du barrage Sidi Naceur sur l'Oued Sidi Naceur au niveau de la commune Aflou à la wilaya EL'Bayadh, dans le but d'assurer l'approvisionnement en eau potable et eau de l'irrigation agricole, et la protection du barrage contre les crues.

Abstract:

Dams are considered to be the largest reservoirs and are used in various fields (agricultural development, irrigation ... etc.). We carried out a sizing study of the auxiliary structures of the Sidi Naceur dam on the Sidi Naceur river at the level of Aflou commune in wilaya of EL'Bayadh, in order to ensure the supply of drinking water and agricultural irrigation, and the protection of the dam against floods.

Table des matières :

Chapitre I : Présentation du site 13
I.1 Situation géographique : 13
I.1.1 Situation géographique de la commune de Sidi Naceur : 13
I.1.2 Situation géographique du barrage Sidi Naceur : 14
I.2 Géomorphologie, Climat et Végétation de la zone d'étude : 15
I.3 Situation topographique : 15
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique 18
II.1 Situation géologique : 18
II.2 La Stratigraphie : 20
II.3 Hydrographie : 22
II.4 Hydrogéologie générale : 22
II.5 Processus Géodynamique : 23
II.6 Travaux de reconnaissance : 23
II.6.1 Prospection géophysique : 23
II.6.1.1 Résultats obtenus des prospection géophysique : 24
II.6.2 Géotechnique – Matériaux de construction disponibles : 24
II.6.3 Essai de laboratoire : 24
II.6.3.1 Essais de classification : 24
II.6.3.2 Essais spéciaux : 25
II.6.4 Résultats des essais : 25
II.6.4.1 Barrage Sidi Naceur : 25
II.6.4.2 Les résultats : 26
II.7 Etude de sismicité : 29
Chapitre III Etude Hydrologique : 32
III.1 Etude des caractéristiques morphométriques du bassin versant : 32
III.1.1 Délimitation du bassin versant : 32
III.1.2 Caractéristique du bassin versant : 34
III.1.2.1 Rectangle équivalent : 36
III.1.2.2 Courbe Hypsométrique : 36
III.1.2.3 Caractéristiques hydrologiques : 39
III.1.3 Caractéristiques climatologiques : 42
III.1.3.1 Températures : 42
III.1.3.2 Evaporation : 42
III.1.3.3 Vent 43

III.1.3.4 L'humidité : 43
III.1.3.5 Pluviométrie : 44
III.1.3.6 Analyse des précipitations maximales journalières : 44
III.1.3.7 Analyse des précipitations maximale de durée inférieure à 24 heures : . 49
III.1.4 Evaluation des apports liquides : 51
III.1.4.1 En utilisant les formules empiriques : 51
III.1.5 Caractéristiques de l'écoulement : 52
III.1.6 Irrégularité des apports : 53
III.1.6.1 Apports fréquentiels : 53
III.1.7 Etude des crues : 54
III.1.7.1 Formules empiriques : 54
III.1.7.2 Hydrogrammes des crues : 56
III.1.7.3 Choix de la crue de projet : 58
III.1.7.4 Calcul du volume de la crue : 60
III.1.8 Apport solide : 60
III.1.8.1 Transport solide en suspension : 60
III.1.8.2 Transport solide par Charriage : 62
III.1.9 Etude de la régularisation de la retenue : 62
III.1.9.1 Courbe caractéristique de la retenue : 63
III.1.9.2 Calcul du volume utile : 64
III.1.9.2.1 Calcul du volume utile interannuel : 65
III.1.9.2.2 Détermination du volume normale de la retenue : 68
III.1.10 Laminage des crues : 68
III.1.10.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière : 69
III.1.10.2 Méthode de MUSKINGUM : 70
III.1.10.2.1 Principe de la méthode : 71
III.1.10.2.2 Calcul du débit de sortie 72
III.1.10.2.3 Calcul du volume stocké : 72
III.1.10.3 Application de la méthode de Muskingum : 73
III.1.11 Etude d'optimisation : 78
III.1.11.1 La revanche : 79
III.1.11.2 La hauteur du barrage : 80
III.1.11.3 La largeur en crête : 80
III.1.11.4 Coût de la digue : 81
III.1.11.5 Coût de l'évacuateur de crue : 82

III.1.11.6 Coût du coursier : 83
III.1.11.7 Canal d'approche : 84
III.1.11.8 Coût total du barrage : 85
Chapitre IV : Etude des variantes 89
IV.1 Choix de la rive favorable : 90
IV.2 Evacuateur de crue latéral Labyrinthe : 90
IV.2.1 Canal d'approche 91
IV.2.2 Le déversoir : 92
IV.2.3 Coursier : 95
IV.2.4 Bassin de dissipation : 99
IV.2.5 Canal de fuite : 101
IV.3 Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral : 102
IV.3.1 Canal d'approche : 102
IV.3.2 Déversoir : 103
IV.3.3 Auge de réception : 108
IV.3.4 Chenal d'écoulement : 110
IV.3.5 Coursier : 111
IV.3.6 Bassin de dissipation : 114
IV.3.7 Canal de fuite : 116
Chapitre V : Tour de prise et vidange de fond 119
V.1 Prise d'eau : 119
V.1.1 Le choix de la variante : 119
V.1.2 Choix du type et emplacement de la tour : 120
V.1.3 Dimensionnement de la prise d'eau : 120
V.2 Vidange de fond : 122
V.2.1 Types d'ouvrages de vidange de fond : 122
V.2.2 Choix du type de l'ouvrage de vidange de fond : 123
V.2.3 Dimensionnement de vidange de fond : 124
Chapitre VI : Organisation de chantier : 128
VI.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier : 128
VI.1.1 Maître de l'ouvrage : 128
VI.1.2 Maître de l'œuvre : 128
VI.1.3 Entrepreneur : 128
VI.2 Installation de chantier : 129
VI.2.1 Installations destinées au personnel : 129

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux : 129
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :..... 129
VI.2.4 Installations destinées à la préfabrication : 129
VI.3 Les moyens humains : 130
VI.4 Moyens matériels du chantier (engins) : 130
VI.5 Ordre d'exécution des travaux : 131
VI.6 Planification : 131
VI.6.1 Technique de planification :..... 131
VI.6.1.1 Méthode basée sur le réseau : 132
VI.6.2 Les étapes de la planification :..... 132
VI.7 Construction du réseau : 133
VI.7.1.1 Méthode de calcul CPM : 133
VI.7.2 Attribution des symboles et durée des opérations : 134

Liste des figures :

Figure I-1 Situation de la région d'étude 13
Figure I-2 : Situation du barrage Sidi Naceur 14
Figure II-1 Affleurement de crétacé, Tertiaire et quaternaire dans la rive Gauche 19
Figure II-2 Terrasse alluvionnaire sablo-limoneuse des fonds de la rive droite 19
Figure II-3 Coupe à travers Djbel Amour (Nouar 1992) 20
Figure II-4 Extrait de la carte géologique de Chott Ech Chergui e : 1/200000..... 20
Figure II-5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003) 29
Figure III-1 Carte de situation du bassin versant (Echelle 1 :1500000)..... 32
Figure III-2 : Bassin versant oued Sidi Naceur. 33
Figure III-3 : Réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Sidi Naceur..... 35
Figure III-4 Classe d'altitudes du bassin versant Oued Sidi Naceur 37
Figure III-5 Courbe hypsométrique du bassin versant 38
Figure III-6 : Répartition mensuelle de la température moyenne 42
Figure III-7 : Ajustement des données St EL'Bayadh avec Log-Pearson 3 47
Figure III-8 : Ajustement des données St Aflou avec Log-Pearson 3..... 48
Figure III-9 : Présentation des pluies de courte durée pour différentes fréquences 50
Figure III-10 : Représentation des intensités pour différentes fréquences..... 50
Figure III-11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80 %..... 54
Figure III-12 : Hydrogramme de crue 58
Figure III-13 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 1000 ans..... 59
Figure III-14 Courbe Capacité-Hauteur 63
Figure III-15 Modélisation de la courbe Surface-Hauteur 73
Figure III-16 : Courbe caractéristique Q=f(2S/Δt + Q)..... 74
Figure III-17 : Hydrogrammes de sortie 78
Figure III-18 : Courbe d'optimisation 86
Figure III-19 : Schéma de la retenue..... 87
Figure IV-1 : Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement frontal. 90
Figure IV-2 : Abaque pour la conception des labyrinthes 93
Figure IV-3 : Schéma explicatif des dimensions du labyrinthe 93
Figure IV-4 : récapitulatif des résultats de dimensionnement du déversoir labyrinthe 94
Figure IV-5 : La ligne d'eau coursier 97
Figure IV-6 abaque détermination des paramètres et dimensions du dissipateur type III 100
Figure IV-7 : Schéma du bassin de dissipation type III 100
Figure IV-8 : Abaque de calcul pour la partie amont du déversoir..... 104

Figure IV-9 : Profil du déversoir WES 108
Figure IV-10 : Profil en long de l'auge de réception 110
Figure IV-11 : Ligne d'eau coursier. 114
Figure IV-12 : Dimensions du bassin de dissipation Type I 115
Figure IV-13 : Abaque de calcul de la longueur du bassin de dissipation Type I 115
Figure V-1 : Courbe S=f(h) 124

Liste des tableaux :

Tableau II-1: Composition Granulométrique. 26
Tableau II-2: Teneur en eau, Limites d'Atterberg et porosité. 27
Tableau II-3: Le poids spécifique du sol meuble et substratum rocheux 27
Tableau II-4: Analyse chimique du sol meuble et substratum rocheux. 27
Tableau II-5 : Résultats Cisaillement direct. 28
Tableau II-6: Résultats de compressibilité à l'Œdomètre 28
Tableau II-7 Accélération de projet adopté pour le barrage 29
Tableau II-8 : Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire pour le sol meuble . **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau II-9 : Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire pour le substratum rocheux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau III-1 Surface partielle par tranche d'altitude 37
Tableau III-2 : Récapitulatif des caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant. 41
Tableau III-3 Répartition mensuelle des températures. 42
Tableau III-4: Répartition mensuelle de l'évaporation 42
Tableau III-5 : Répartition mensuelle d'évaporation 43
Tableau III-6 : Vitesse du vent moyenne mensuelle 43
Tableau III-7 : Humidité moyenne mensuelle. 43
Tableau III-8 : Répartition mensuelle de précipitation 44
Tableau III-9 : Précipitation mensuelle moyenne 44
Tableau III-10 : Précipitation maximales journalières observées sur les stations pluviométriques 45
Tableau III-11 : Pluies maximale journalières des station (EL'Bayadh et Aflou) 46
Tableau III-12 : Précipitations maximales journalières des périodes de retour caractéristiques 48
Tableau III-13: Valeurs des précipitations des courbe IDF (mm) 49
Tableau III-14 : Valeurs d'intensité des courbes IDF (mm/h) 50
Tableau III-15 : Récapitulatif des apports 51
Tableau III-16 : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation 53
Tableau III-17 : Apports fréquentiels 53
Tableau III-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80 % 54
Tableau III-19 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour 56
Tableau III-20 : débits de crue en fonction du temps pour différentes période de retour 57
Tableau III-21 : Valeurs de α en fonction de la perméabilité 60

Tableau III-22 : Récapitulatif des résultats de calcul du volume mort 62
Tableau III-23 : Caractéristique topographique de la retenue 63
Tableau III-24 : Besoins mensuels pour l'irrigation 64
Tableau III-25 : Répartition mensuel de la consommation d'irrigation 64
Tableau III-28 : Résultats de calcul de la composante pluri-annuelle du volume utile 67
Tableau III-29 Récapitulatif des résultats de régularisation 68
Tableau III-30 Calcul de la courbe caractéristique Q=f(2S/Δt + Q) 73
Tableau III-31 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour B=50 m 74
Tableau III-32 : Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sortie pour différentes largeurs 77
Tableau III-33 : Récapitulatif des résultats de laminages 78
Tableau III-34 : Résultat de calcul de la revanche 79
Tableau III-35 : Résultats de calcul de la hauteur de la digue 80
Tableau III-36 : Largeur en crête pour différentes hauteurs de la digue 81
Tableau III-37 : Coût de la digue pour différentes hauteurs. 82
Tableau III-38 : Coût du déversoir 83
Tableau III-39 : Coût du coursier. 84
Tableau III-40 : Coût du canal d'approche 84
Tableau III-41 : Coût du barrage 85
Tableau III-42 : Récapitulatif des résultats de l'étude de régularisation et du laminage 86
Tableau IV-1 Résultats du calcul de la ligne d'eau 96
Tableau IV-2 : Hauteurs des murs bajoyers 98
Tableau IV-3 : Coordonnées du parement amont du déversoir. 104
Tableau IV-4 : Valeurs des paramètres K et n 105
Tableau IV-5 : Coordonnées du parement aval du déversoir. 106
Tableau IV-6 : Coordonnées du profil du déversoir complet. 106
Tableau IV-7 : Coordonnées de la nappe liquide. 107
Tableau IV-8 : Résultats de calcul de l'auge de réception 109
Tableau IV-9 : Résultats de calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception 110
Tableau IV-10 : Résultats de calcul de la ligne d'eau. 111
Tableau IV-11 : Hauteurs du mur bajoyers et vérification du phénomène d'aération. 114
Tableau V-1 : Répartition mensuelle de la demande 120
Tableau V-2 : Choix du type d'ouvrage de vidange de fond 123
Tableau V-3 : Temps de vidange pour différents diamètres 125

Introduction générale :

Avec le développement rapide de la population et la demande croissante en eau, l'Algérie, en particulier la wilaya d'EL-Bayadh, doit non seulement mobiliser les ressources de son territoire, mais aussi le grand nombre de barrages dans les provinces voisines.

Le but de ce travail est d'étudier le barrage de Sidi Naceur à travers six chapitres, sachant que chacun de ces chapitres nous fournit des informations et des idées sur la faisabilité du barrage. Pour les deux premières, à savoir les recherches topographiques et les recherches d'ingénierie géologique et géotechnique, ils peuvent localiser avec précision l'emplacement favorable du réservoir, puis nous déterminons la morphologie et les caractéristiques climatiques et analysons le comportement hydrologique du bassin. Une étude d'optimisation donne la largeur optimale de l'évacuateur de crues à partir de l'étude hydrologique, puis réalise une étude technico-économique qui nous permet de choisir la variante la plus adaptée à notre évacuateur de barrage, et nous vérifierons leur stabilité. Puis on fait le dimensionnement et la conception des ouvrages annexes de notre barrage, en fin on termine par un chapitre d’organisation de chantier afin de réaliser le projet dans le délai le plus court possible à moindre coût.

Chapitre I : Présentation du site

Chapitre I Présentation du site

Introduction :

Pour la construction d'un barrage, les objectifs qui en résultent doivent d'abord être soigneusement vérifiés pour concevoir les caractéristiques de l'ouvrage et son emplacement, tout en tenant pleinement compte des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. La recherche impose plusieurs options pour les axes d'implantation du barrage, d'un point de vue économique et technique, il va falloir choisir la meilleure solution.

Avant d'étudier le développement hydraulique, il est important d'avoir une compréhension complète de la zone afin d'accomplir de multiple tache en particulier des excursions sur le terrain, qui nécessitent une compréhension de l'environnement géographique de la zone et l'accès à ces emplacements.

Être capable d'étudier toutes les options possibles et de vérifier les conditions géologique, géotechnique, topographiques et hydrologiques du site. Pour cette raison, dans ce chapitre, nous présenterons l'emplacement du barrage

I.1 Situation géographique :

I.1.1 Situation géographique de la commune de Sidi Naceur :

La zone d'étude du barrage de sidi Naceur se situe dans la wilaya d'EL Bayadh, en bordure de la région de sud Atlas, sur les versants des Monts des Kseur, dans une zone intermédiaire vers les Haut Plateaux.

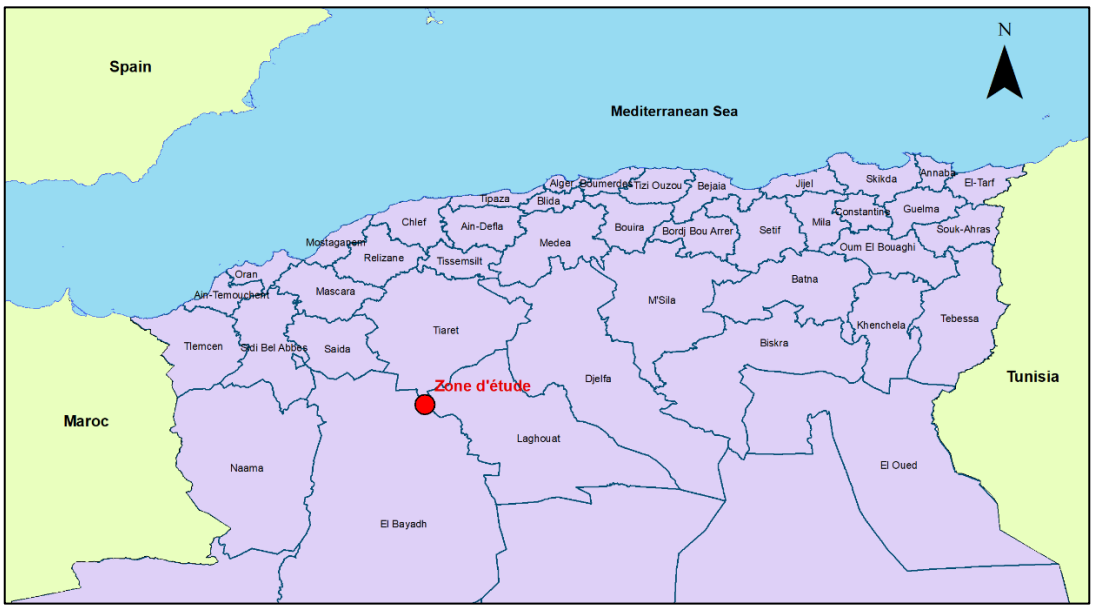


Figure I-1 Situation de la région d'étude

I.1.2 Situation géographique du barrage Sidi Naceur :

Le site du barrage de Sidi Naceur est situé dans l'oued Sidi Naceur, dans la commune de Stitten de Daïra de Boualem, à proximité de la ville de Teniet Dzain et d'une petite ville appelé Ain Ourakissau. La distance entre le site du barrage et la ville est environ 50 Km, tandis que la distance entre les sites d'Aflou est environ 70 Km. L'accès au site du barrage est possible par la route asphaltée de 60 Km au nord d'Aflou. Près de Brida, nous nous somme détournés de la route principale Aflou – El Bayadh et de la route non goudronnée d'Anéba, et avons continué 25 Km le long de l'oued Kseub.

Les coordonnées du site sont :

Système WGS84

- Latitude : 34° 01' 30'' N
- Longitude : 1° 21' 57'' E

UTM (Fuseau 31)

- X = 342 200 m
- Y = 3 765 800 m
- Z= 1150 m

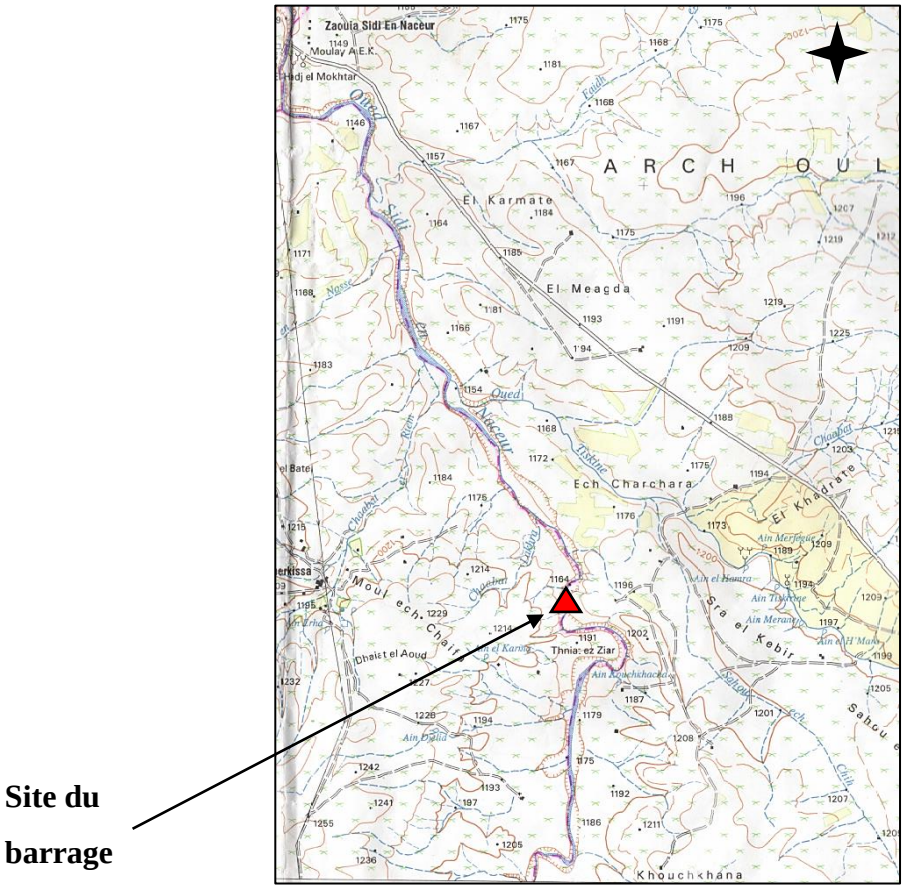


Figure I-2 : Situation du barrage Sidi Naceur (Source : ANBT-Alger)

I.2 Géomorphologie, Climat et Végétation de la zone d'étude :

Le réservoir s'étend dans une vallée plate assez large, à plus de 5.5 Km du site de Sidi Hadj Bou Hous, et se situe sur les deux oueds (Oued Massine et Oued El Khachkhana) en amont du point de confluence, formant l'oued de Sidi Naceur sur lequel le barrage va être construit

Le site du barrage occupe la partie la plus profonde de la vallée. La cuvette de la retenue en amont s'élargit brusquement. La largeur maximale de la retenue est de 2.5 Km et se trouve à 1.2 Km en amont du barrage.

La zone du barrage et la cuvette de retenue appartient à la région semi désertique. Les versant de la vallée sont couverts par l'herbe alfa. Il y a des arbustes sur le lit de l'oued. La zone du la cuvette réservée est inhabitée, mais il y a des maisons et des terres arables sur les collines voisines

I.3 Situation topographique :

Pour ce projet, nous avons les données suivantes :

- Carte topographique du site à l'échelle 1 : 500.
- Carte topographique de la cuvette à l'échelle 1 : 2000.
- Carte topographique de la carrière à l'échelle 1 : 1000.

La zone où se trouve le bassin de l'oued Sidi Naceur fait partie de l'immense aire géomorphologique de l'Atlas sub-saharien au sud du hauts plateaux. La distance entre le site entre le site et la Méditerranée est d'environ 550 Km

L'Atlas du Sahara a formé une série de reliefs mésozoïques orientés dans la direction nord-est, qui se détachent des plaines principalement composées de topographie tertiaire et quaternaire, et la topographie tertiaire et quaternaire est incompatible avec les strates

L'aspect général de la zone d'étude est une vaste plaine avec une altitude de 1170-1200 m au-dessus du niveau de la mer, interrompue par le relief allongé de roche nue en direction de la structure NE-SW. La plaine est sculptée par un réseau hydrologique non large constitué de vallées larges et peu profondes et de ravins sous-développés. Les vallées principales semblent suivre la direction structurelle du substrat rocheux, en particulier N-S, NW-SE et NE-SW.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous présentons l'emplacement du barrage Sidi Naceur en montrant les données géographiques, topographiques et géologiques qui nous permettent d'identifier le site.

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Chapitre II Etude géologique et géotechnique

Introduction :

La recherche en génie géologique et géotechnique est une étape très importante de la conception du barrage. Elle repose essentiellement sur des données collectées sur place. Ces données sont obtenues grâce à plusieurs activités de reconnaissance menées sous forme de prospection et de sondages et puits à différents endroits du réservoir. Sur la base des données collectées sur place. (Zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) et l'analyse descriptive des structures géologiques (lithologie) constituent également le relief.

Dans ce chapitre, nous présenterons brièvement les conditions géologiques et géotechniques du site.

II.1 Situation géologique :

La zone de recherche appartient au domaine de l'Atlas et fait partie de l'Atlas saharien (chaîne intercontinentale), qui constitue l'avant-pays déformé de la chaîne alpine nord-africaine ou chaîne maghrébine. La ceinture orogénique de l'Atlas est le vestige d'une vallée et les sédiments mésozoïques de la vallée sont soit marins, peu profonds ou continentaux.

Le site du barrage présente des affleurements sur les deux rives de la rivière. On distingue des lits de conglomérats et de grès, alternant avec des couches tertiaires, d'une épaisseur d'environ 15 à 20 m (selon l'étude de faisabilité), surmontant ainsi les marnes et le Crétacé inférieur. L'alternance de calcaire. Rive gauche. Bien que la rive droite présente une terrasse alluviale de gravier sur le substrat rocheux argileux du Crétacé, son épaisseur est d'environ 5m

Le site du barrage est situé dans la partie étroite de la vallée d’Oued Sidi Naceur, creusée dans le substratum de calcaire argileux du Crétacé et dans le conglomérat tertiaire, formant un plateau assez régulier et vallonné avec une altitude moyenne de 1182 m. Presque à la même hauteur que le sommet du barrage

Du point de vue du génie géotechnique, les faciès de grès et de conglomérat ou strates calcaires constituent une bonne base pour la fondation de la digue.

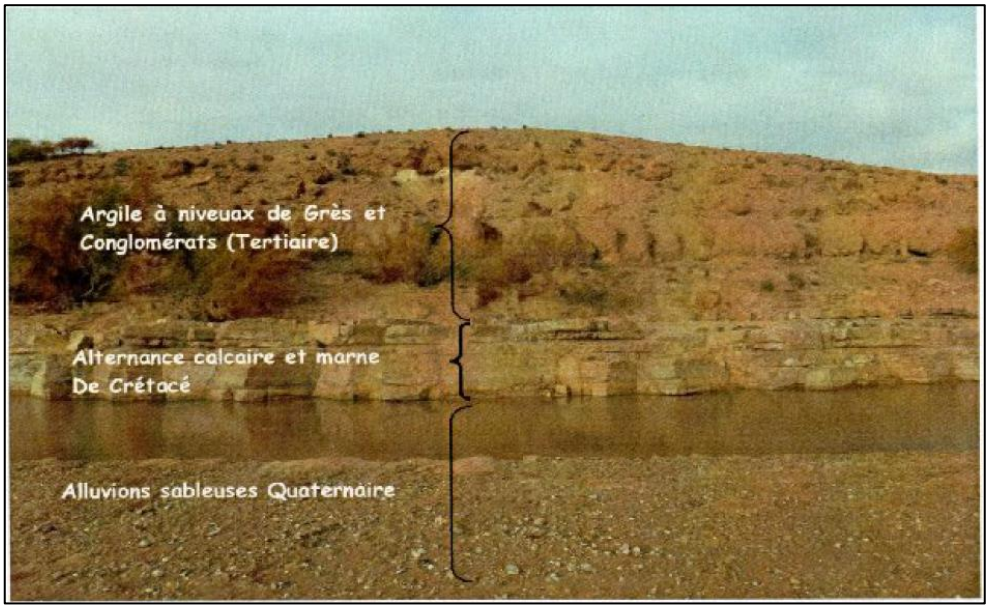


Figure II-1 Affleurement de crétacé, Tertiaire et quaternaire dans la rive Gauche

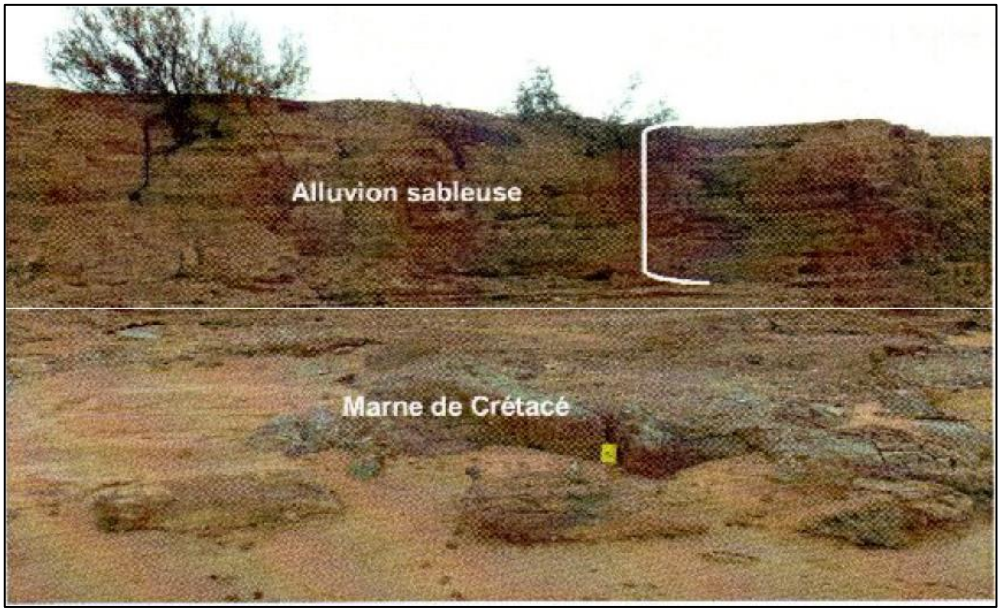


Figure II-2 Terrasse alluvionnaire sablo-limoneuse des fonds de la vallée de la rive droite

La structure de cette zone est résumée dans la coupe géologique. L'anticlinal est au noyau Jurassique, la série la plus ancienne est de Malm (Kimméridgien inférieur), et le cœur synclinal est du Crétacé inférieur, et même du Tertiaire.

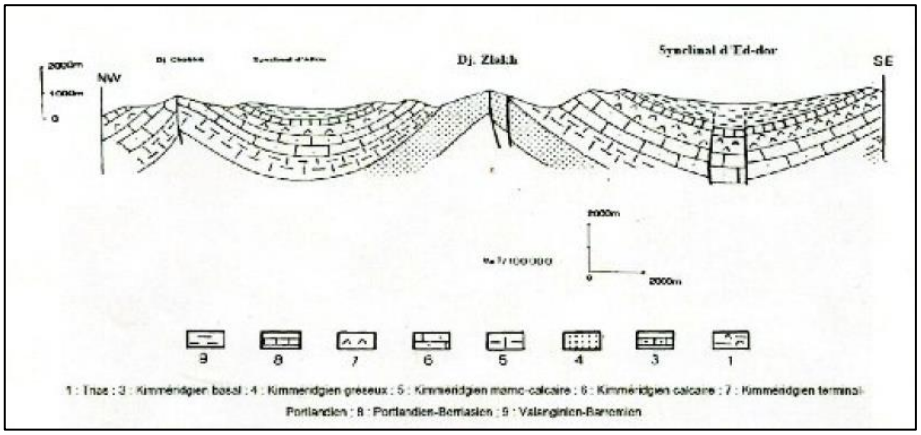


Figure II-3 Coupe à travers Djbel Amour (Nouar 1992)

II.2 La Stratigraphie :

D'après la consultation de la cartes géologiques du Chott Ech Chergui au 1/500 000éme, nous sommes à l'ère mésozoïque et cénozoïque.

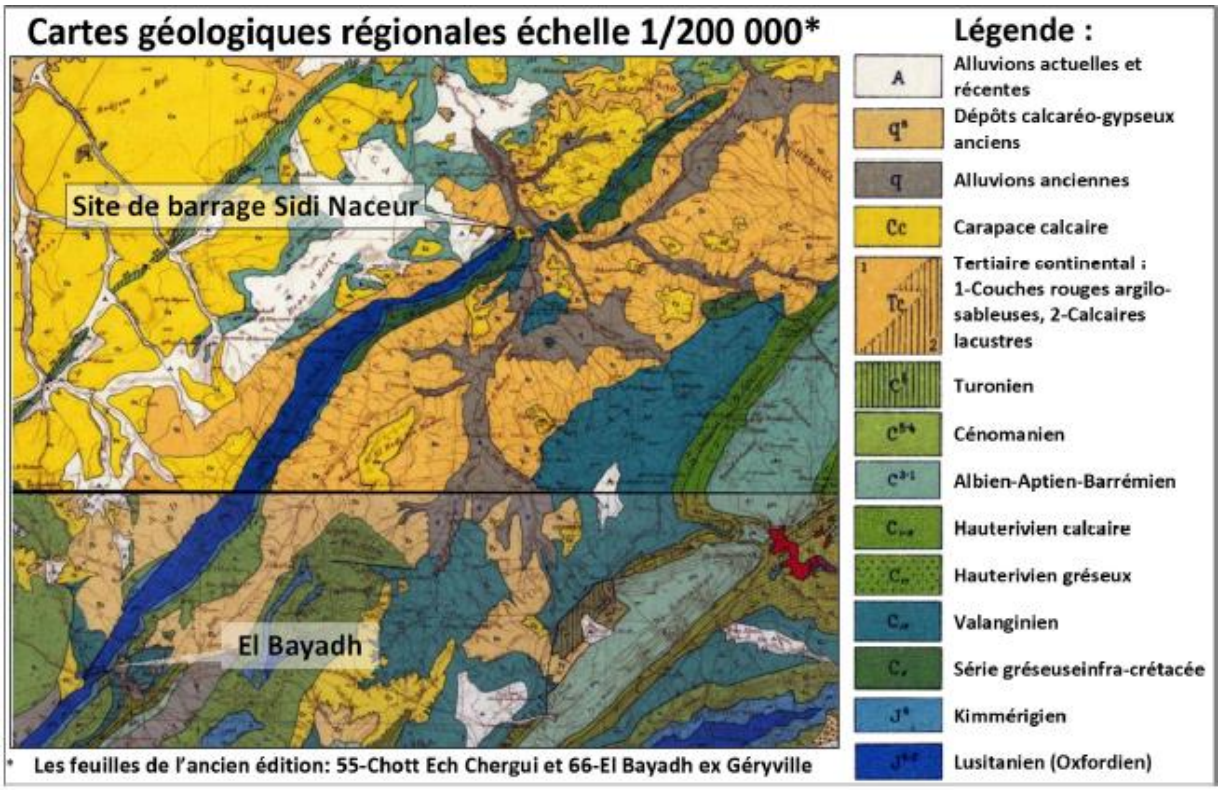


Figure II-4 Extrait de la carte géologique de Chott Ech Chergui e : 1/200000

Le fond de l'oued est composé de sols alluviaux sableux quaternaires indifférenciés (figures A et q).

Les unités géologiques sont représentées comme les principales structures de la zone :

- **Le jurassique : le Malm**

a) Kimméridgien supérieur : sous-série Aflou : composée de stuc-calcaire dans son ensemble Il est subdivisé en deux strates sur la base :

1-strate basique de gros calcaire.

2-formé au sommet du calcaire dans les plaquettes.

3-le sommet est un agrégat de grès argileux, qui est composé de bandes de grès de dix couleurs et de couches d'argile plus épaisses alternativement.

- **Le crétacé :**

a) Le crétacé inferieur :

La figure montre deux séries détritiques : néocomien-barimien et Albien inferieur, séparées par l'intervalle de carbonate d'Apert.

i. **La néocomien-barrémien :** La formation de la rivière est représentée par l'épaisse série continentale de dragées de grès grossier et de quartz (grès et dragées inférieures) parsemées d'une fine couche d'argile rouge.

ii. **L'Aptien :** Il est caractérisé par une couche de roches carbonatées (20 à 30 m d'épaisseur), qui se manifeste sous la forme d'une corniche, formant un excellent repère du relief. Dans la série du Crétacé de Milok à Laghouat, ce repère a disparu, où les Aptiens sont apparus sous forme de vallées d'argile (argile verte avec gypse), et il y a quelques bancs de grès avec des points géodésiques de gypse.

iii. **L'Albien :** Y compris les couches inférieures du lit de la rivière désertique et de plus grandes couches de dragées de quartz (grès supérieur) (Albien inférieur) et la partie supérieure est principalement marneuse, qui est entrecoupée de fines couches de calcaire, blanc, parfois Il s'agit de Stromatolithes (Albien supérieur).

- **Le tertiaire continental :** il correspond aux terrains d'âge Eo-Oligocène essentiellement continentaux avec des argiles rouges, des grés et des conglomérats, dans lesquels s'intercalent des bancs de calcaires lacustres.
- **Le quaternaire :** la terre quaternaire couvre la majeure partie de l'Atlas du désert du Sahara au sens large, et se compose parfois principalement de dépôts alluviaux (des dizaines)

II.3 Hydrographie :

En termes d'hydrologie, l'eau de l'oued s'écoule le long d'une ligne de pente insensible au milieu des larges prairies, s'écoule souvent dans des bassins fermés et alimente les dayas et les chotts situés plus au nord.

L'oued Sidi Naceur peut être considéré comme le principal receveur d'eau du bassin versant correspondant.

Le barrage sera construit sur l'oued Sidi Naceur, occupant la vallée la plus profonde possible à la rupture, et la rupture formera une barrière le long du NESW. Le réservoir s'étend au sud jusqu'à Sidi El Hadj Haoussa.

II.4 Hydrogéologie générale :

L'aquifère dominant à l'emprise à l'emprise de formation de la cuvette de retenu est un aquifère unique continue intergranulaire et fissuré formé dans les conglomérats pré-quaternaires et des sédiments marno-calcaires de l'époque de Crétacé inférieur notamment dans la zone du substratum rocheux dont le contact représente la ligne du paléo relief avec les résidus des processus de dégradation et d'érosion. Le complexe unique de l'aquifère avec ces sédiments est aussi composé des aquifère alluvionnaires des cours d'eau superficielle formé dans le dépôt sablo-graveleux de l'Oued Sidi Naceur, Chaba Saouh et Oued Tiskrine.

Les niveaux des eaux souterraines dans l'aquifère superficiel phréatique, ainsi que le régime des oscillations sont directement dépendants des précipitations atmosphériques et indirectement du niveau d'eau dans les oueds. Le niveau d'eau souterraine de la nappe phréatique est à la montée à partir de la plaine alluviale vers les flancs et les cotes supérieures et suit modérément la configuration topographique avec la direction de l'écoulement de l'eau à partir de l'arrière-plan vers le cours d'eau et vers l'aval. Même si le nombre de mesurages n'est pas importants, l'on peut observer un changement sous l'influence des précipitations atmosphérique comme la source unique d'alimentation de cette nappe dans la zone observée.

II.5 Processus Géodynamique :

Au niveau du site du barrage, ainsi que dans la cuvette, les processus géodynamiques fluviaux et colluviaux sont développés. Il en est de même avec les processus éoliens présents par endroits en frome de dépôts de sable fin de Sahara, créés par des orages de sable périodique de cette région.

Les sédiments du substratum rocheux, ainsi que la couverture conglomératique tertiaire partiellement indurée sont susceptibles de dégradation physico-chimique lors de laquelle se forme la croute d'altération. De tels terrains sont susceptibles de ravinement linéaire et de l'érosion superficielle (ravinement et mise à nu du terrain)

Généralement, les ravins sont secs et dans la période de pluies se sont des versants et des terrasses fluviales qui sont érodés intensivement au fond de la vallée. La plus grande présence de ravins plus profonds est constatée en amont de l'axe, devraient être couverts par un chenal de collecte, tant lors de la construction que d'une maniéré permanente lors de l'exploitation, en vue de diminuer l'érosion des flancs du barrage et d'améliorer les effets des mesures de protection superficielle dans la zone d'apparition du gypse en rive gauche du barrage

Les terrains mis à nu devraient être boisés systématiquement pour réduire l'entrainement de la roche dégradée de surface et l'exposition à la dégradation de niveau plus profonds du substratum rocheux, notamment au niveau des sédiments marneux et pélitiques.

Les processus colluviaux au droit des sites de barrages ne sont pas d'une productivité plus importante et il est probable qu'ils seront majoritairement enlevés par les excavations de la fondation du barrage, de telle sorte qu'ils n'exigent pas des mesures particulières de stabilisation dans les conditions d'exploitation

II.6 Travaux de reconnaissance :

II.6.1 Prospection géophysique :

Les prospections géophysiques sont réalisés par réfraction sismique et sondages électriques.

Le levé sismique-réfraction a été réalisé sur une base sismique de 82,5 m de long. La prospection a été réalisée dans 10 bases sismiques, dont 02 sur le flanc gauche et 08 sur le flanc droit.

Le dispositif quadripolaire (Schlumberger) est utilisé pour la prospection par sondage électrique, et la longueur de ligne maximale de l'électrode est AB = 600 m. Par conséquent,

l'écartement quadripolaire est à peu près parallèle dans l'oued Sidi Naceur. La distance à la sonde électrique est de 100 m sur le côté et de 40 m dans la vallée de l'oued.

II.6.1.1 Résultats obtenus des prospection géophysique :

- Dans la partie inférieure du côté de la vallée de la rivière de l'oued, l'épaisseur de la couche alluviale la plus proche (terrasse éolienne et terrasse fluviatile) peut atteindre 10 mètres. Le terrain est plus représentatif à droite (10 m d'épaisseur) qu'à gauche (5 m d'épaisseur).
- Le substratum du terrain est composé d'intercalaire de marnes grises et de calcaire blanc. Toute la série descend légèrement vers l'aval et la rive gauche.
- Les deux côtés de la vallée sont composés de fortes couches de conglomérat grossier (même jusqu'à 20 m d'épaisseur), au-dessus desquelles se trouve une couche de gravier d'argile ne dépassant pas 5 m d'épaisseur.

II.6.2 Géotechnique – Matériaux de construction disponibles :

Afin de définir la quantité de matériau imperméable, il est nécessaire de filtrer le matériau imperméable, de remblayer le barrage et de déterminer sa qualité. Un certain travail a été accompli. Qui est le suivant :

- Les 10 tranchées et 3 puits de reconnaissance prévus sur le site du barrage et les bancs d'emprunt.
- Lors de l'essai in situ, 8 tests de pénétration standard (un test par mètre) ont été réalisés dans le forage SPT à 8 m de profondeur sur le côté droit de la fondation du barrage.
- Pendant l'essai de pénétration, l'échantillon est transporté au laboratoire de Belgrad avec les échantillons dans les rainures SPN et SNT à l'aide d'un carottier.

Ces matériaux ont été macro-classés selon l'USCS et des tests spéciaux.

II.6.3 Essai de laboratoire :

II.6.3.1 Essais de classification :

La composition granulométrique, la limite de consistance, la densité, la teneur en matière organique et la teneur en carbonate sont vérifiées selon des méthodes standard, qui permettent la classification selon l'USCS.

II.6.3.2 Essais spéciaux :

a) Compactage selon Proctor :

Le test Proctor est réalisé sur des fractions de matériau inférieures à 4 mm sous énergie de compactage E = 60 KN / m^3 (test standard) ou E = 1200 KN / m^3 (test d'amélioration).

b) Essai triaxiale :

Les essais ont été effectués sur les échantillons consolidés dans des cellules de dimension $d = 3.80$ cm et $h = 7.62$ cm

Les essais ont été faits sur les échantillons consolidés à une teneur en eau voisine de celle optimale ($\pm$ 2%) et à densité selon Proctor standard. Les deux types d'essais suivants ont été effectués :

- ✓ Essais non consolidés non drainés (UU).
- ✓ Essais consolidés non drainés avec mesure de pressions interstitielles.

Les charges latérales dans les deux essais ont été

$\sigma = 100, 200$ et 400 KN/m^2, $\sigma = 50, 100$ et 150 KN/m^2

- ✓ Essais drainés (cisaillement direct)

Ces essais ont été fait aux appareils de cisaillement direct de dimension 6*6 cm. Les essais ont été effectués sur les échantillons compactés selon Proctor standard.

c) Compressibilité à l'œdomètre :

Les essais ont été effectués sous une charge de $\sigma = 25, 50, 100, 200, 400, 800$ KN/m^2. Les échantillons sont déchargés jusqu'à $\sigma = 25$ KN/m^2 et ensuite chargés a nouveau jusqu'à $\sigma = 800$ KN/m^2

d) Essais de perméabilité :

Est réalisé sur des échantillons compactés selon Proctor standard. L'essai est effectué sous la condition d'une pression d'eau constante jusqu'à 4 atm dans l'équipement.

II.6.4 Résultats des essais :

II.6.4.1 Barrage Sidi Naceur :

L'emprise du site du barrage principal de Sidi Naceur, du point de vue géotechnique, est bâtie des deux zones géotechniques.

- **Le toit (La zone géotechnique I) :** Dans la partie centrale du barrage, dans l'emprise du lit de l'oued est formé d'un sol meuble quaternaire, fluviale, graveleux et sableux (**Ic^I**) du dépôt actuel fluviatile du lit de l'oued et des niveaux profonds de la terrasse haute fluviatile, surplombée sur les rives par un sol argileux et limoneux (**Ib**) de la couche superficielle de la terrasse haute fluviatile sur laquelle reposent les dépôts minces colluviaux du sol détritique argileux meuble (Ia). Aux niveaux supérieurs des deux rives de la vallée, le toit est formé par :

✓ Les conglomérats tertiaires - un sol graveleux et sableux superficiellement détritique et meuble (Ic^2), et dans les parties plus profondes indurées et incrustées (Ic^3)

- **Le substratum rocheux (zone géotechnique II)** sous-jacent à la couverture superficielle, est composé des sédiments créés au cours de la tournure du Crétacé inférieur et Jurassique supérieur. Au niveau des deux rives, on distingue une frange détritique et altérée de la roche (IIa) qui occupe les parties supérieures du substratum rocheux (la frange immédiatement sous-jacente au toit), d'épaisseur variable comprise dans les différentes unités litho-stratigraphiques : environ 5 m dans les marnes et 2 m dans les calcaires et calcaro-marnes, Les parties plus profondes du terrain de l'emprise du site du barrage, ou la roche n'est pas altérée et compacte avec moins de signes visibles d'altération sauf les altérations le long des lèvres de rares discontinuité, sont de l'unité géotechnique (IIb)

II.6.4.2 Les résultats :

✓ **Composition Granulométrique :**

Tableau II-1: Composition Granulométrique.

Sol meuble				
	<2mm	<0.4mm	<0.08mm	<0.002mm
Max	100	100	100	42.6
Min	98	78	40.5	10.1
Moy	99	89	70.25	26.35
Substratum rocheux				
Max	99.8	99.5	94.6	52
Min	96.2	86.4	79	26.8
Moy	98	92.95	86.8	39.4

- ✓ **Les valeurs de la teneur en eau, limite d'Atterberg et porosité :**

Tableau II-2: Teneur en eau, Limites d'Atterberg et porosité.

Sol meuble				
	W	W_l	I_p	n
Max	24.5	66.01	38.18	
Min	10.07	23.31	10.93	
Moy	17.285	44.66	24.555	
Substratum rocheux				
Max	15.4	54.4	26.96	0.7273
Min	5.7	30.61	12.93	0.7273
Moy	10.55	42.505	19.945	0.7273

- ✓ **Le poids spécifique γs :**

Tableau II-3: Le poids spécifique du sol meuble et substratum rocheux

Sol meuble	
	γs (t/m^3)
Max	2.61
Min	2.33
Moy	2.47
Substratum rocheux	
Max	2.304
Min	2.149
Moy	2.2265

- ✓ **Analyse chimique :**

Tableau II-4: Analyse chimique du sol meuble et substratum rocheux.

Sol meuble					
	Teneur Carbonate	Teneur Sulfate	Teneur Chlorure	PH	Sel Solubles
	%	%	%	/	%
Max	45.22	3.75	0.53	8.2	/
Min	12.93	2.55	0.29	7.9	/
Moy	29.075	3.15	0.41	8.05	/
Substratum Rocheux					
Max	64.66	TRACES	0.58	7.6	21.3
Min	10.34	TRACES	0.35	7.22	2.88
Moy	37.5	TRACES	0.465	7.41	12.09

- ✓ **Cisaillement direct**

Tableau II-5 : Résultats Cisaillement direct.

Sol meuble				
	CD		CU	
	C'	φ'	C_{cu}	φ_{CU}
Max	30.56	26.2		
Min	22.05	24.9		
Moy	26.305	25.55	15.83	32.1

- ✓ **Résultats de compressibilité à l'Œdomètre :**

Tableau II-6: Résultats de compressibilité à l'Œdomètre

Sol meuble			
	Pc	Cc	Cg
	KN/m^2		
Max	130	0.344	0.045
Min	61	0.073	0.013
Moy	95.5	0.2085	0.029
Substratum Rocheux			
Max			
Min			
Moy	131	0.111	0.019

II.7 Etude de sismicité :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya d'El Bayadh est classée zone « I » c'est-à-dire zone à sismicité faible

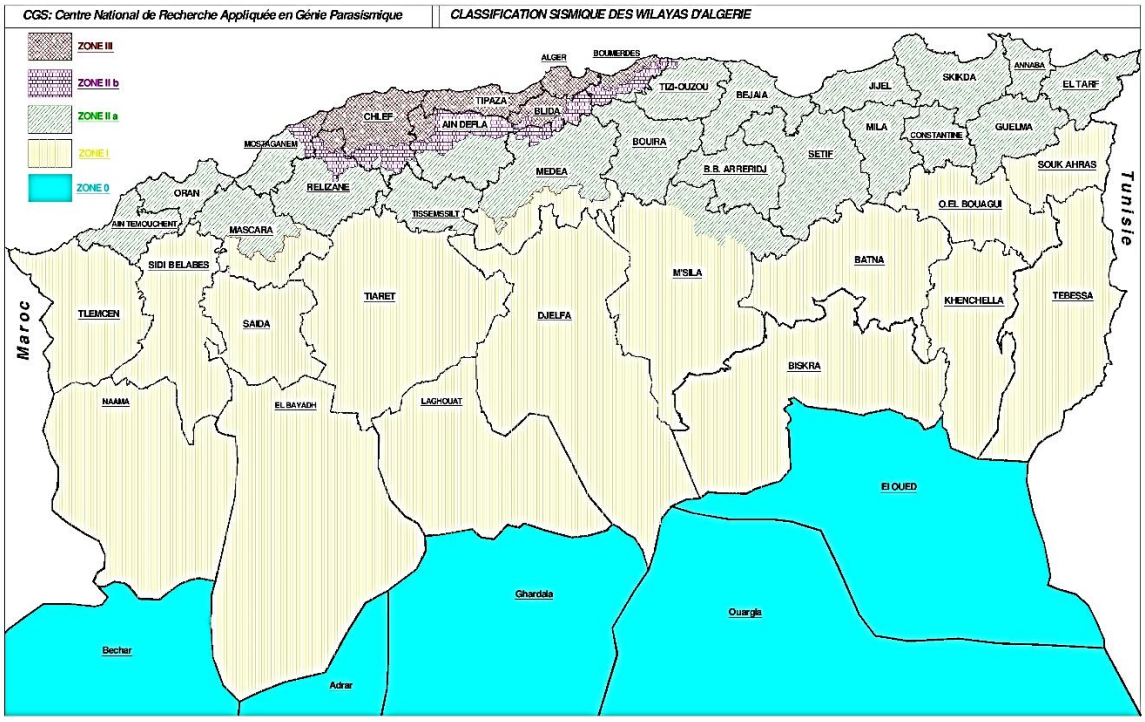


Figure II-5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99 version 2003)

Pour l'analyse dynamique du barrage, les conditions géologiques du site doivent également être prises en compte, car l'action sismique est affectée par la réaction des matériaux meubles dispersés. À cet égard, on peut dire que les dépôts alluviaux sur les masses rocheuses amplifient l'accélération.

Dans la recherche sismique, nous considérerons également l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction du sable qui peut exister dans la fondation du barrage.

Tableau II-7 Accélération de projet adopté pour le barrage

Site du barrage	Tr	a_0h	G	ah
SBE	144	65.25	1.2206	79.64
SMD	1000	153.96	1.2531	192.93

- ✓ **SMD** : Séisme maximale de dimensionnement
- ✓ **SBE** : Séisme de base d'exploitation
- ✓ **a_0h** : Accélération sismique horizontale maximale
- ✓ **ah** : Accélération sismique horizontale maximale à la surface du terrain
- ✓ **G** : Facteur d'amplification
- ✓ **Tr** : Période de retour

Conclusion :

Après les analyses géotechniques de terrain et de laboratoires effectuées sur les différents échantillons, que ce soit au droit du site du barrage (fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt), on peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation du barrage Sidi Naceur.

Chapitre III : Etude Hydrologique

Chapitre III Etude Hydrologique

Introduction :

Le but de cette étude est de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques de la vallée de la rivière Sidi Nasir, qui sont essentielles pour le projet de barrage de Sidi Naceur.

La fiabilité des résultats obtenus dépend dans une large mesure de la qualité et de la durée de la séquence d'observation unique à la station pluviométrique de Stitten 08 09 02.

III.1 Etude des caractéristiques morphométriques du bassin versant :

D'après la compilation de l'ANRH (Figure III.1), le bassin versant est situé dans le sous-bassin N°09 du Grand Bassin N°08, qui comprend la région de l'Atlas Sud.

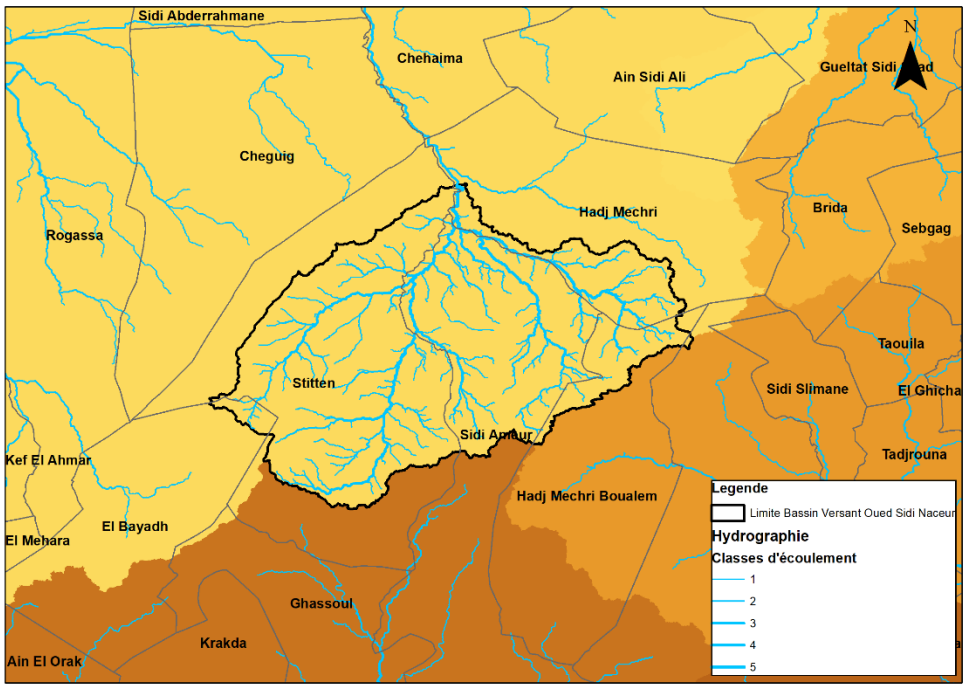


Figure III-1 Carte de situation du bassin versant (Echelle 1 :1500000)

Sur la base du modèle ANRH (utilisant le logiciel ArcGIS), différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin ont été calculés

III.1.1 Délimitation du bassin versant :

Le bassin versant est caractérisé par un contour le long de la ligne conventionnelle de bassin versant, dont toute la surface est drainée par le cours d'eau principal.

La Figure III-2 montre la délimitation du bassin versant de l'oued Sidi Naceur. Elle se caractérise par des reliefs relativement plats et un réseau hydrologique dense, ce dernier étant composé de deux principaux affluents se jetant dans la rivière "Oued Kochkhane et Oued Massine".

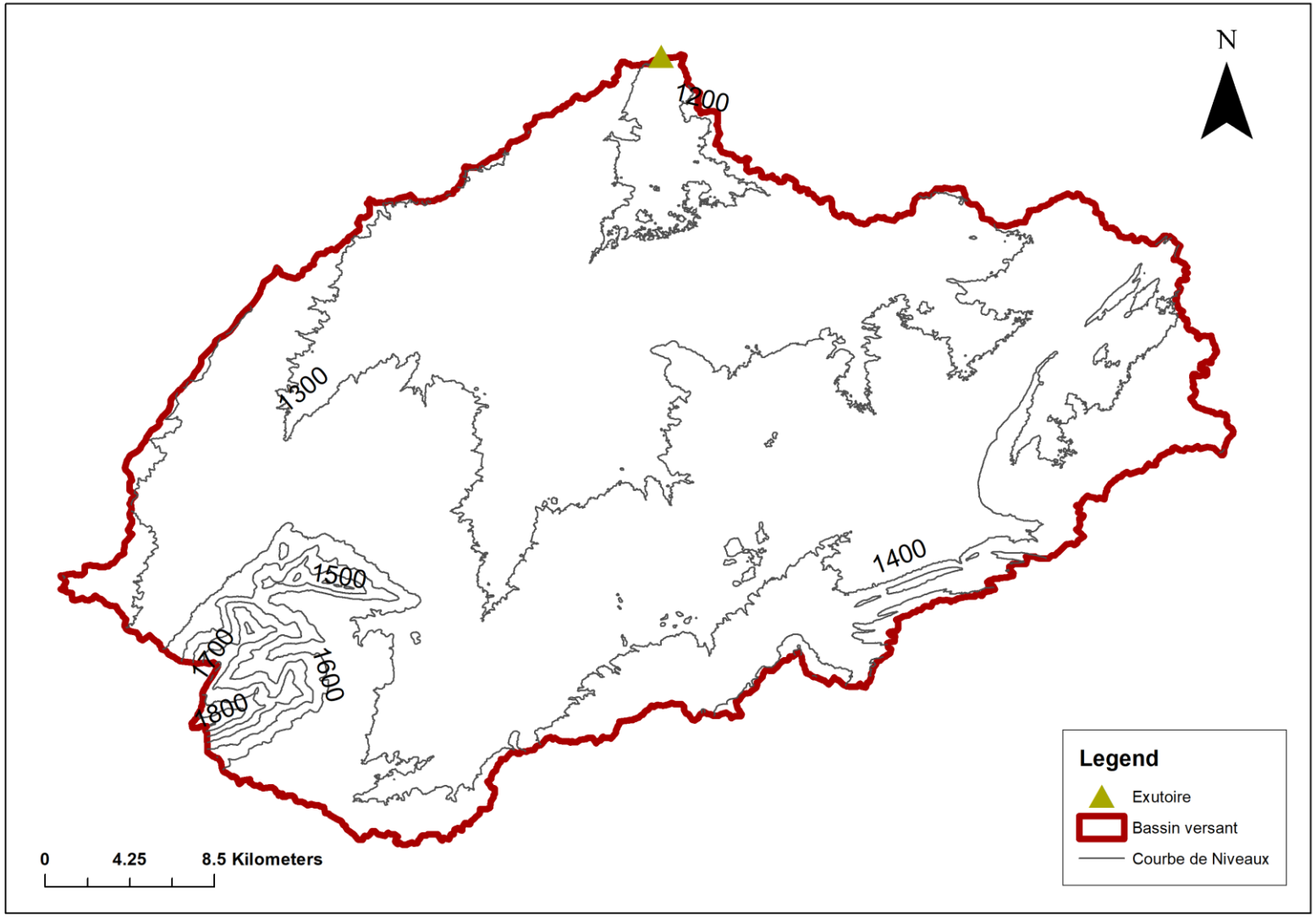


Figure III-2 : Bassin versant oued Sidi Naceur.

III.1.2 Caractéristique du bassin versant :

- **Superficie**

$$\mathbf{S = 1050\ Km^2}$$

- **Périmètre :**

$$\mathbf{P = 167\ Km}$$

- **Indice de compacité de Gravelius :**

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi . S}} \approx 0.28.\frac{P}{\sqrt{S}}$$

Où :

K_G : Indice de compacité de Gravelius.

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

P : Périmètre du bassin (Km).

AN :

$$K_G = 0.28.\frac{167}{\sqrt{1050}}$$

$K_G = 1.44$

$K_G > 1$ donc c'est un bassin versant de forme allongée.

- **Coefficient d'allongement :**

Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S}$$

AN :

$K_p = 26.5$

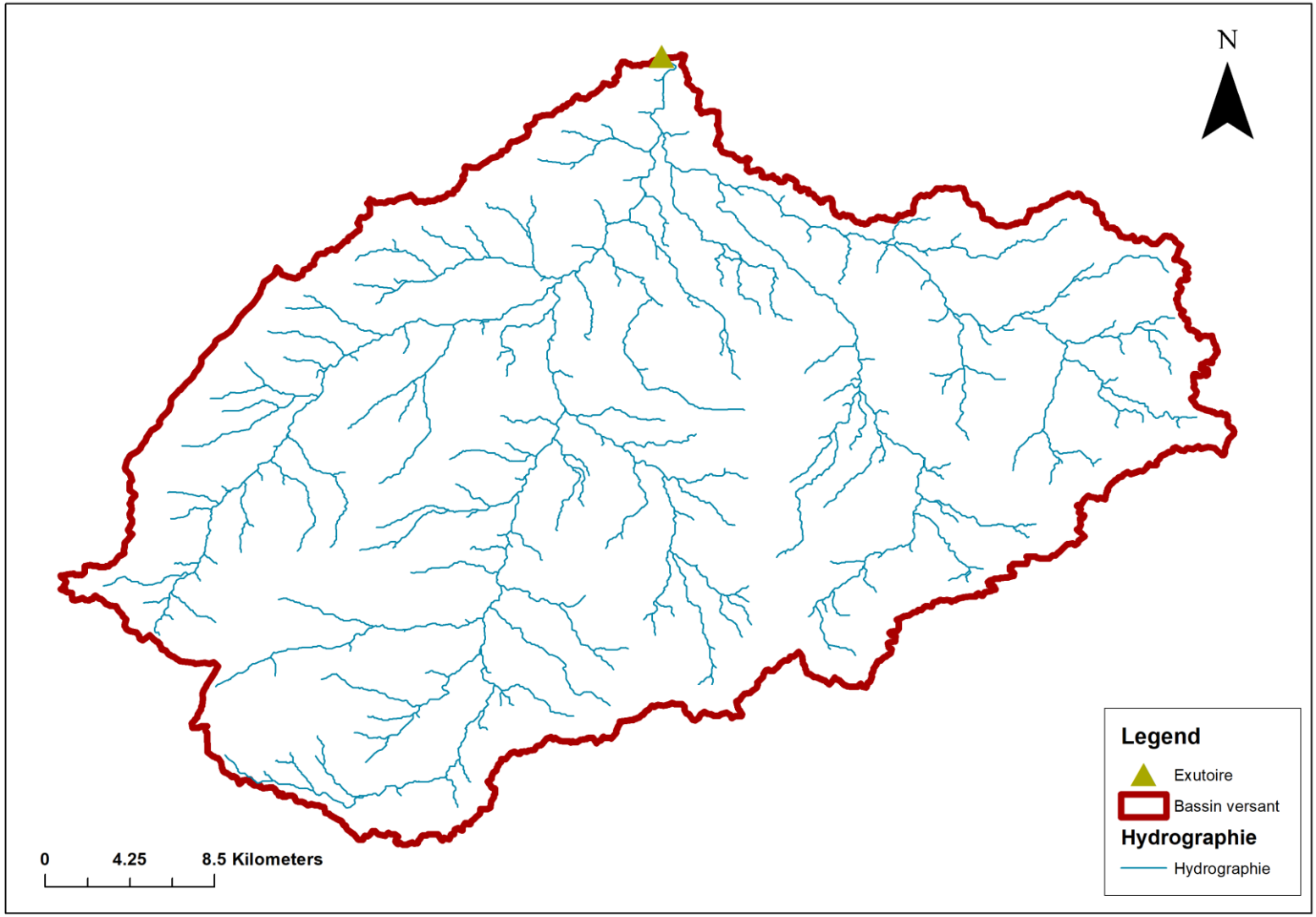


Figure III-3 : Réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Sidi Naceur

III.1.2.1 Rectangle équivalent :

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$P = 2(L + l)$ et $S = L \times l$

La résolution de P et S nous donne :

$$L = \frac{K_G . \sqrt{A}}{1.12} . \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G}\right)^2}\right)$$

$$L = 67.84 \text{ Km}$$

$$l = \frac{K_G . \sqrt{A}}{1.12} . \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G}\right)^2}\right)$$

$$l = 15.47\ Km$$

III.1.2.2 Courbe Hypsométrique :

La courbe hypsométrique offre une vue globale de la pente du bassin et donc également une vue globale du relief. La courbe montre la répartition de la surface du bassin versant en fonction de la hauteur. Il montre la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin en abscisse, qui est supérieure à la hauteur indiquée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique est réalisée à l'aide du logiciel GIS. Par conséquent, il représente la superficie ou le pourcentage de la superficie du bassin qui dépasse une certaine hauteur. Ce dernier est déterminé sur la base du résultat du calcul de la distribution du bassin versant par tranches d'altitudes.

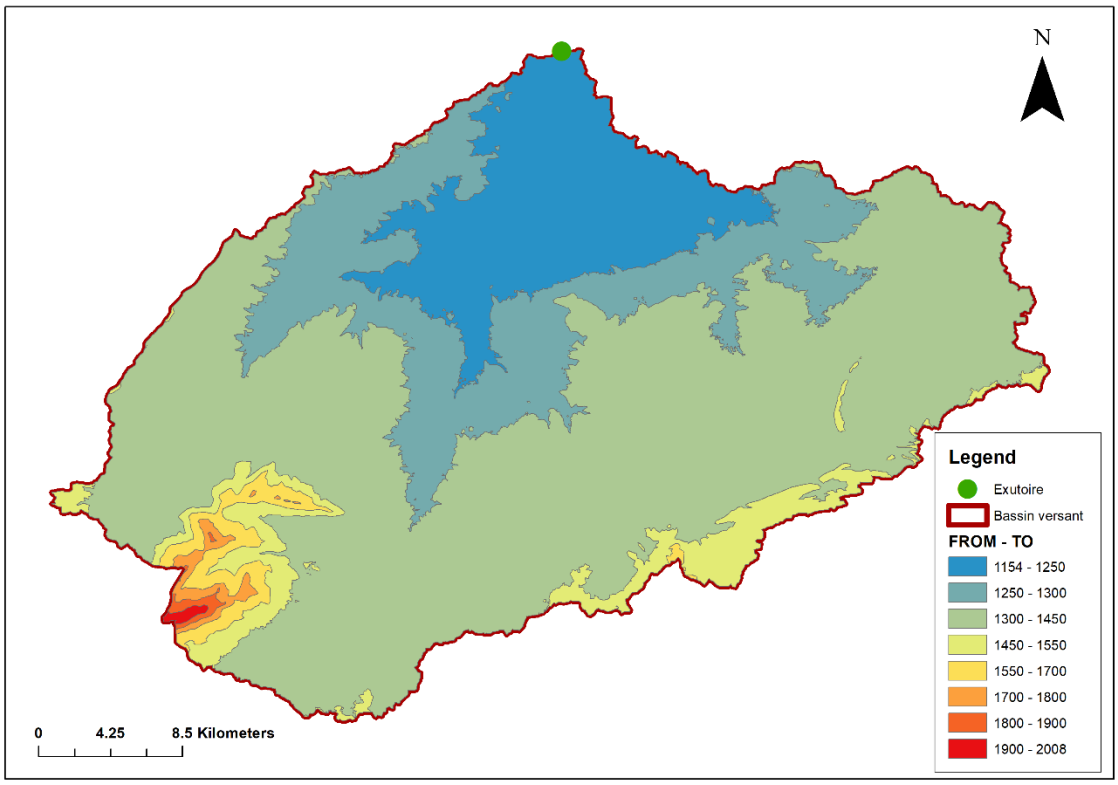


Figure III-4 Classe d'altitudes du bassin versant Oued Sidi Naceur

Tableau III-1 Surface partielle par tranche d'altitude

Elévation (m)		Elévation moyenne (m)	Surface		Surface cumulé (%)
De	à		S (Km^2)	Prc (%)	
1154	1250	1202	152.74	14.22	100.00
1250	1300	1275	192.61	17.93	85.78
1300	1450	1375	635.71	59.17	67.85
1450	1550	1500	61.36	5.71	8.68
1550	1700	1625	21.26	1.98	2.97
1700	1800	1750	7.12	0.66	0.99
1800	1900	1850	2.28	0.21	0.33
1900	2008	1954	1.26	0.12	0.12

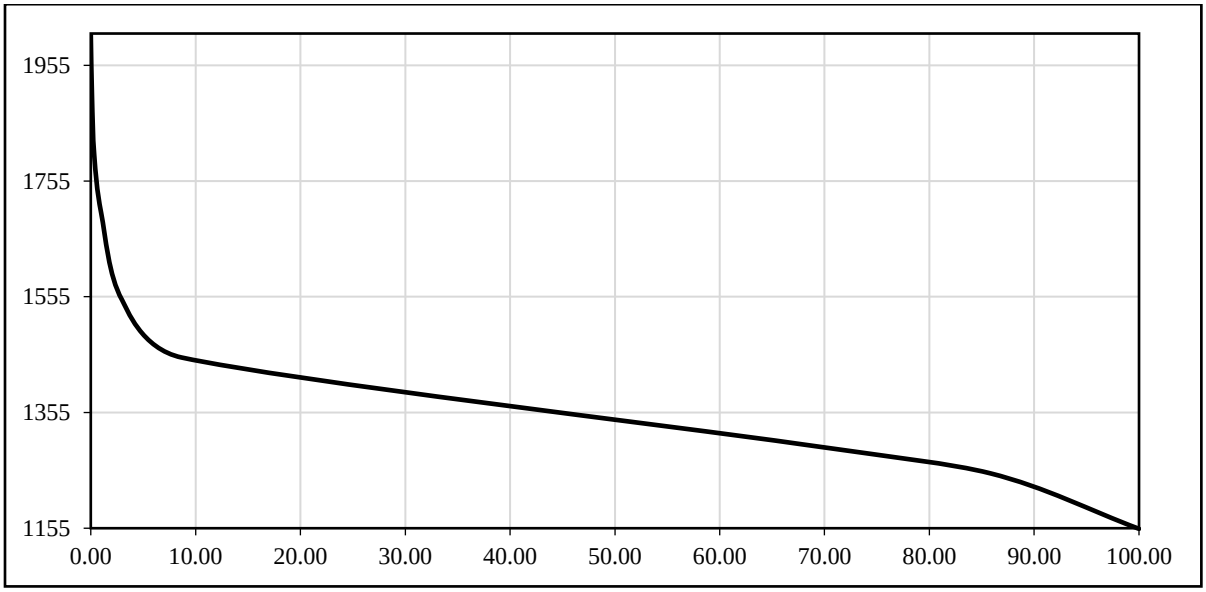


Figure III-5 Courbe hypsométrique du bassin versant

- **L'altitude médiane :**

L'altitude médiane est lue a partir de la courbe hypsométrique :

$$\mathbf{H_{med} = H_{50\%} = 1275\ m}$$

- **L'altitude moyenne :**

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

Avec : $H_i = \frac{H_{i-1}+H_i}{2}$

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km^2)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m)

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

$$\boldsymbol{H_{moy} = 1380\ m}$$

$H_{5\%}$ = 1475 m

$H_{95\%}$ = 1170 m

- **Pente moyenne du bassin versant :**

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

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives(m)

$L_1, L_2 \ldots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km2).

En utilisant ArcGIS, on trouve :

$\mathbf{I_m = 6.8\ \%}$

- **Indice de pente globale I_{pg} :**

$$I_{pg} = \frac{D}{L}$$

Avec :

D = H5% - H95% = 1475-1170 = 305 m

L : Longueur du rectangle équivalent Km

$$\mathbf{I_{pg} = 4.5\ m/Km}$$

III.1.2.3 Caractéristiques hydrologiques :

1. **Longueur du cours d'eau principal :**

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé

L_p = 5 Km

2. **Pente moyenne du cours d'eau principal :**

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, elle agit sur le débit maximal observé

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m). $\Delta H = 1220 - 1150 = 70$ m

ΔL : Longueur du cours d'eau (km) = 5 km

$$\mathrm{I_c} = \frac{70}{5000} 100 = \mathbf{1.4}\ \%$$

3. La densité de drainage :

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

Avec : Li : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i

S : Surface du bassin versant

Avec ArcGIS on trouve que

$$D_d = \frac{671.71}{1050} = \mathbf{0.63\ km/km^2}$$

4. Temps de concentration t_c :

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Il existe plusieurs formules pour le déterminer, on utilise les suivantes :

A. Formule de GIANDOTTI :

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

Avec : t_c : Temps de concentration (h)

L : Longueur du talweg principal (Km)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m)

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m)

AN :

$t_c = \frac{4\sqrt{1050}+1.5*5}{0.8\sqrt{1380-1154}}$ $\mathbf{t_c = 11.4\ heures = 11\ heures\ 24\ min}$

5. Vitesse de ruissellement :

$$V_R = \frac{L_p}{t_c}$$

- L : Longueur de talweg principal (km)
- t_c : temps de concentration (h).

On trouve : $V_R = \frac{5}{11.4}$ $\mathbf{V_R = 0.44\ km/h}$

Tableau III-2 : Récapitulatif des caractéristiques hydro morphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km2	1050
Périmètre		P	Km	167
Longueur du thalweg		L_p	Km	5
Pente du thalweg		I_c	%	1.4
Indice de compacité		KG	/	1.44
Coefficient d'allongement		Kp	/	26.5
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	67.84
	Largeur	l	Km	15.47
Altitude	Max	H_{max}	m	2008
	Moy	H_{moy}		1380
	Médiane	H_{med}		1275
	Min	H_{min}		1154
Pente Moy du BV		Im	%	6.8
Indice de pente Globale		Ipg	m/Km	4.5
Densité de drainage		Dd	Km/Km2	0.63
Temps de concentration		tc	Heures	11.4
Vitesse de ruissellement		VR	Km/h	0.44

III.1.3 Caractéristiques climatologiques :

Le but de la recherche climatique est de fournir des données liées au climat, des données nécessaires à la conception des barrages et des ouvrages annexes. Les conditions climatiques au niveau du bassin jouent un rôle important dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.1.3.1 Températures :

Tableau III-3 Répartition mensuelle des températures.

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	Moy annuelle (°C)
Tmoy (°C)	21	15	8	5	4	5	8	12	16	22	25	25	14

Source (ANBT-Alger)

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois d'Août (25°C) et la température minimale de (4°C) du mois de Janvier. La température moyenne annuelle est de (14°C).

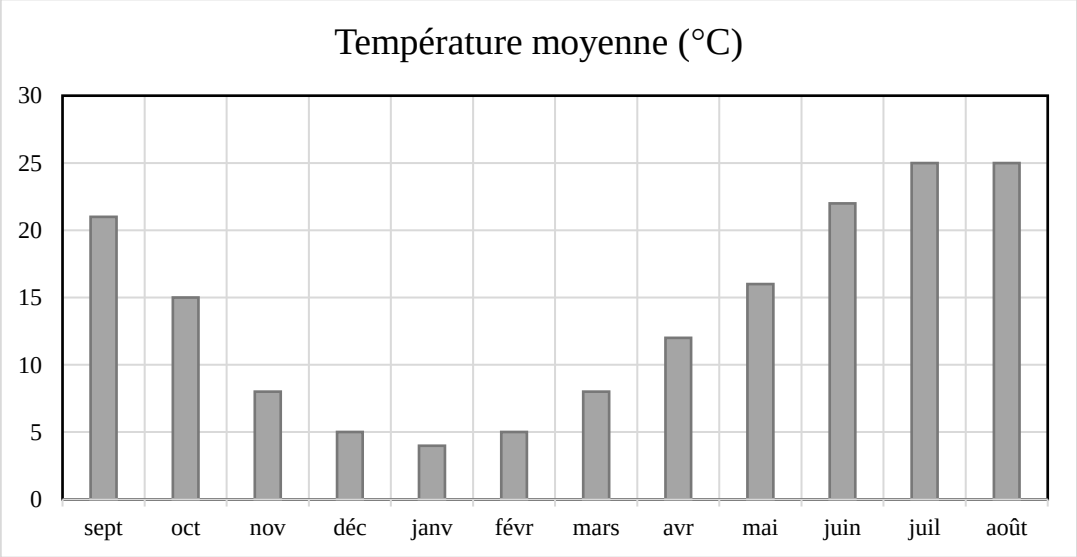


Figure III-6 : Répartition mensuelle de la température moyenne

III.1.3.2 Evaporation :

Tableau III-4: Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	E annuelle
E° (mm) au bac	239	138	74	46	44	66	115	161	210	299	384	341	2116
$E=E_0*0.8$ à la retenue	191	110	59	37	35.2	53	92	129	168	239	307	273	1692.8

Source (ANBT-Alger)

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière de Mars au mois Août. L'évaporation moyenne annuelle au site du réservoir varie entre 1200 à 1300 mm, basée sur la carte d'évaporation de l'ANRH. La valeur adoptée pour l'étude de régularisation est de 1306 mm.

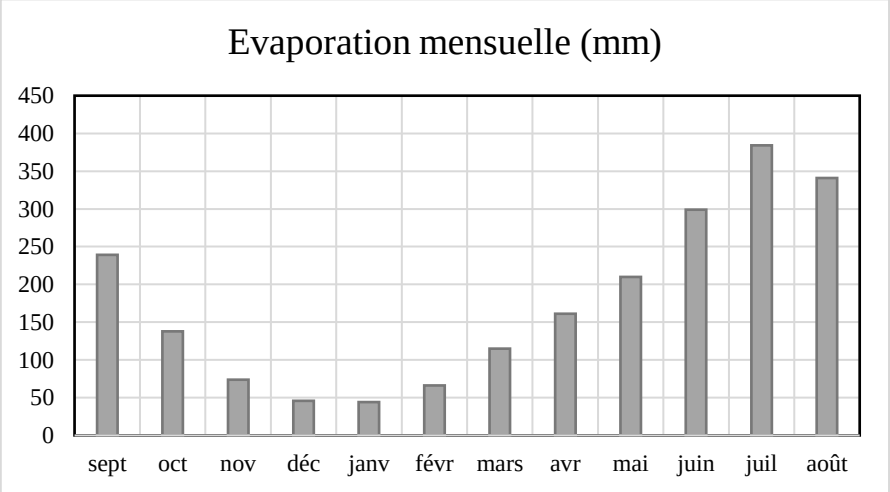


Tableau III-5 : Répartition mensuelle d'évaporation

III.1.3.3 Vent

Tableau III-6 : Vitesse du vent moyenne mensuelle

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	Moy Annuelle
Vitesse de vent (m/s)	4.9	4.9	5.1	5.7	6.1	6.7	6.9	6.5	6.1	5.7	5.4	4.9	5.7

Source (ANBT-Alger)

La vitesse du vent maximale est de 6.9 m/s (Mars).

III.1.3.4 L'humidité :

Tableau III-7 : Humidité moyenne mensuelle.

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	Moy Annuelle
Humidité relative	39	53	66	63	58	52	45	42	43	30	23	27	45

Source (ANBT-Alger)

III.1.3.5 Pluviométrie :

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitation mensuelle et journalière enregistrées au niveau de la station la plus proche de notre zone d'étude :

La répartition moyenne des précipitations a un maximum de 32.3 mm au mois de Mars

Tableau III-8 : Répartition mensuelle de précipitation

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août
P_{moy}	25.6	27.5	25.1	22.5	22.6	21.4	32.3	22.8	22	16.4	4.7	11.4
P_{cumul}	25.6	53.1	78.2	101	123	145	177	199.8	222	238.1	242.8	254.2

Source (ANRH-Alger)

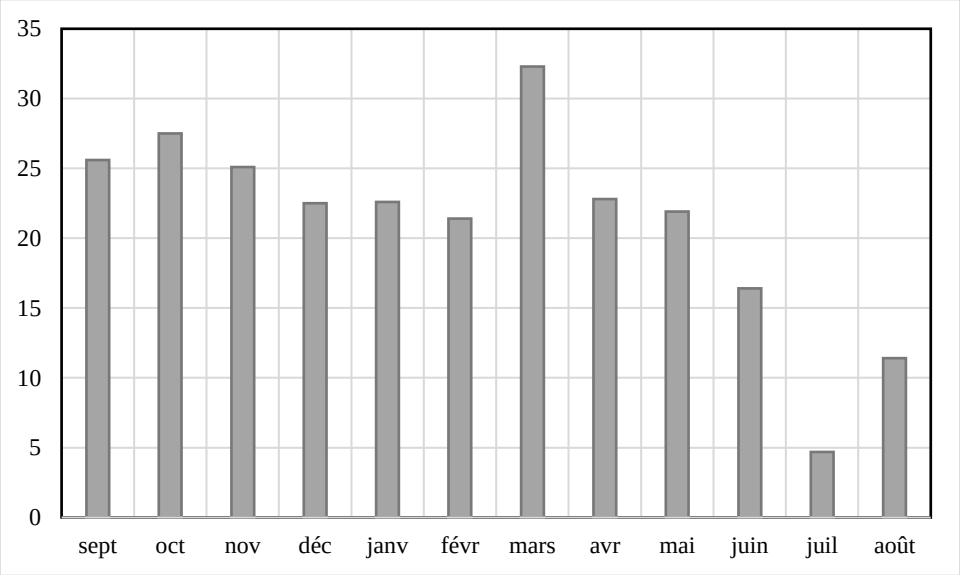


Tableau III-9 : Précipitation mensuelle moyenne

III.1.3.6 Analyse des précipitations maximales journalières :

Pour déterminer les crues dans le bassin versant, il est effectué une analyse des pluies journalières maximales dans la zone concernée. Toutes les stations dans la zone étendue sont majoritairement les stations pluviométriques ordinaires, disposant des séries courtes et avec interruptions dans le suivi des données. Les données importantes systématisées limitent. Dès dans les analyses préliminaires, le choix des stations pluviométriques pour ce genre d'analyse.

Tableau III-10 : Précipitation maximales journalières observées sur les stations pluviométriques

N°	Code	Station Pluviométrique	Période du fonctionnement	Nombre d'années d'observation pleines	Précipitations maximales journalières		
					P_1 (mm)	P_2 (mm)	P_3 (mm)
1	081001	AIN SIDI ALI	1966-1994	14	40	33.4	29.5
2	010101	BRIDA	1966-2008	17	32.8	31.3	27
3	080902	STITTEN	1972-2013	31	65.3	57	55
4	081202	EL BAYADH	1872-2013	90	92	91	90
5	130332	AIN EL ORAK	1969-2013	40	50	42	32
6	130339	EL ABIOD SIDI CHEIKH	1908-2013	59	76.4	65.2	52
7	010102	SEBGAG	1967-2012	21	40	33.5	32
8	010208 010203	AFLOU	1874-2008	59	100.4	93.9	85.5
9	060203 060206	TADJMOUT	1924-2008	63	71.2	57	53.3
10	060102	EL GHICHA	1967-2008	15	96	68	40
11	130333	GHASSOUL	1969-2012	36	55.6	45.5	38.3
12	130334	SIDI AHMED BELABBES	1969-2012	36	53.8	50.2	45.8
13	130341	TAOUIALA	1968-2008	15	114.3	50	29.5

Les stations pluviométriques qui sont les plus proches au bassin versant et qui disposent d'une série satisfaisante et fiable des données sur les précipitations maximales journalières, sont les stations pluviométriques d'El Bayadh, code 081202, et d'Aflou, code 010203 et code 010208 qui est actuelle en ce moment. Ces stations sont relativement proches au bassin versant considéré de Sidi Naceur et ont les propriétés physico-géographiques et les conditions climatiques similaires et sont situées à une altitude similaire à celle du bassin versant.

Tableau III-11 : Pluies maximale journalières des station (EL'Bayadh et Aflou)

Année	EL'Bayadh	Aflou
1873	92	
1874		
1875	21.6	
1876		
1877		
1878	9.2	36.5
1879		8.5
1880	14.8	28.5
1881	32.5	21.2
1882	20.2	44
1883	29.5	93.9
1884		30.2
1885	90	40
1886	50.8	85.5
1887	26.2	48.8
1888		37.2
1889		34.1
1890		36.9
1891		
1892		
1893		
1894		33.2
1895		
1896		
1897		16
1898		24
1899		60
1900		26
1901	26.8	27
1902	42	17
1903	18.2	
1904	16	
1905	19	
1906	18	85.2
1907	26	
1908	91	
1909	38.5	
1910	27.9	
1911	16	
1912	19.6	25
1913	18	15
1914	14.8	22.3
1915	39	
1916	51.2	
1917	32	
1918	26.7	
1919		
1920		
1921		
1922		
1923	15.4	52.8
1924	22.9	22
1925	39	
1926	40.9	
1927	40.1	
1928	26.2	
1929	16	
1930	17.4	40.7
1931	29.4	
1932	40.7	
1933	28.3	
1934	42	
1935	28.9	
1936		
1937		
1938	19.1	52
1939	36	
1940	17.8	19
1941	15	42
1942	35	
1943	15	
1944	28	
1945	42	
1946	18	
1947	17.5	
1948	37.8	
1949	37	12
1950	19	44.6
1951	15	45.9
1952	19.9	49.2
1953	28.6	
1954	58.5	32.7
1955	19.2	28.3
1956	34.6	19.6
1957	18	
1958	61.5	39
1959	34	
1960	27.7	29.2
1961		
1962		
1963		
1964		
1965		
1966		
1967		
1968		18.7
1969		26.2
1970		
1971	28.4	
1972	26.3	
1973	23.2	
1974	20.4	28
1975	26.4	
1976	20.2	
1977	37.5	
1978	18.8	
1979	24.2	
1980	31	42.7
1981	24	
1982	33.8	
1983	18.1	
1984	19.8	
1985	53.8	100.4
1986	26.7	20.6
1987	19.8	23.8
1988	36.4	28.7

1989	20.7	
1990	28.9	24.6
1991	51.5	53.5
1992	42.8	
1993	18.8	22.8
1994	22.6	32.4
1995		22.9
1996	25.7	

1997		35.8
1998	24.2	46.3
1999	39.7	10.5
2000	19.4	16.4
2001	9.8	20.2
2002	21.6	17.6
2003	42.6	34.3
2004	14.2	29

2005	48.1	31.5
2006	22.1	27
2007	17.2	
2008	65.9	
2009	29.5	
2010	53.2	
2011	45	
2012		

Les données du tableau III-8. Ont été soumises à plusieurs fonction de répartition théoriques et c'est la répartition Log-Pearson III à trois paramètres que l'on a adoptée pour les deux stations. Dans les tests d'adaptation de la courbe théorique sur les données empiriques, c'est cette répartition qui a montré la meilleure concordance aussi bien à la station d'EL'Bayadh qu'à celle d'Aflou, de telle sorte qu'elle est adopté comme déterminante pour la zone étendue concernée.

La distribution technique retenue et les probabilités empiriques correspondantes sont montrées sous forme graphique dans les figures III-7 et III-8 :

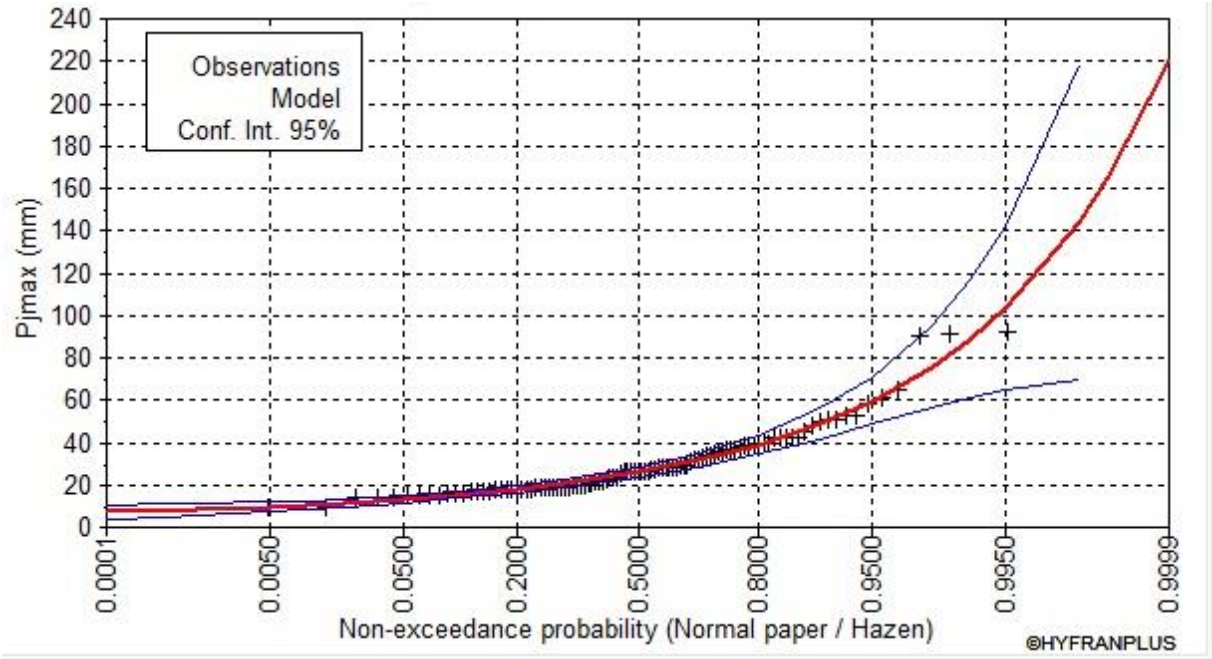


Figure III-7 : Ajustement des données St EL'Bayadh avec Log-Pearson 3

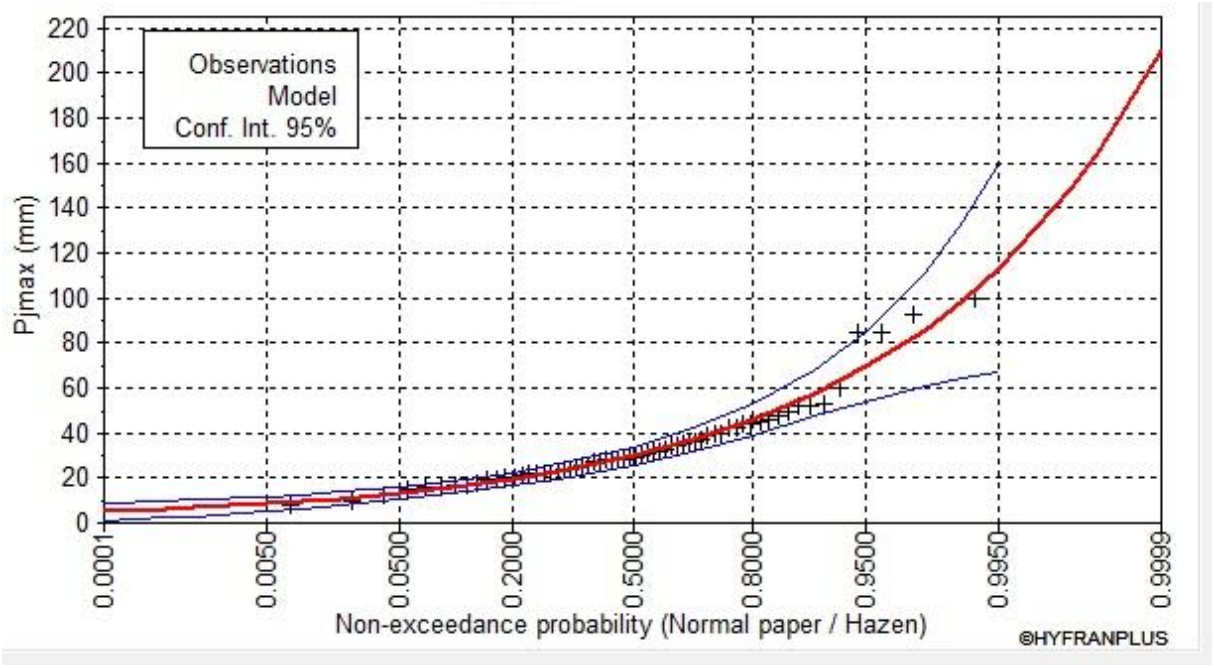


Figure III-8 : Ajustement des données St Aflou avec Log-Pearson 3

Le tableau montre les probabilités de retour des précipitation maximales de durée de 24h, aux stations pluviométriques d'EL Bayadh et Aflou. Les valeurs très similaires obtenues aux deux stations signalent une persistance et une homogénéité des séries des précipitations maximales journalières dans la zone étendue, de telle sorte que la station adoptée comme référentielle pour le bassin versant en question, est la station pluviométrique d'Aflou, ce par quoi on se situe du côté de sécurité. Vu que la présente étude traite la superficie du bassin versant de Sidi Naceur de 1050 $Km^{2,}$ le coefficient de réduction du passage adopté du point, c.-à-d. de la station pluviométrique, sur le bassin versant, est de K=0.9.

Tableau III-12 : Précipitations maximales journalières des périodes de retour caractéristiques

Station Pluviométrique	Précipitation maximale journalière (mm) pour la période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
Aflou	57.4	69.4	85.9	99.3	149	210
EL Bayadh	49	59.7	75.5	88.8	144	220
Barrage Sidi Naceur	51.7	62.5	77.3	89.4	134.1	189

III.1.3.7 Analyse des précipitations maximale de durée inférieure à 24 heures :

Conformément aux besoins de calculs des crues, il est indispensable de déterminer les précipitations maximales de durée inférieure à 24h. Leur distribution peut être obtenue des précipitation maximale journalières de durée inférieure à 24h, par utilisation de la relation suivante :

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

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{j.max}$% (mm).

$P_{max.j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T : Temps en heures.

b : Exposant climatique b = 0.30

$$I_0 = \left(\frac{P_{max.j}}{24}\right) * \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III-13: Valeurs des précipitations des courbe IDF (mm)

Durée de la pluie (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
1	20	24	30	34	52	73
2	25	30	37	42	64	90
4	30	37	45	52	78	110
6	34	41	51	59	88	125
10	40	48	59	69	103	145
14	44	53	66	76	114	161
18	47	57	71	82	123	173
24	52	63	77	89	134	189

Tableau III-14 : Valeurs d'intensité des courbes IDF (mm/h)

Durée de la pluie (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
1	19.9	24.1	29.8	34.5	51.7	72.8
2	12.3	14.8	18.3	21.2	31.8	44.8
4	7.6	9.1	11.3	13.1	19.6	27.6
6	5.7	6.9	8.5	9.8	14.7	20.8
10	4.0	4.8	5.9	6.9	10.3	14.5
14	3.1	3.8	4.7	5.4	8.1	11.5
18	2.6	3.2	3.9	4.6	6.8	9.6
24	2.2	2.6	3.2	3.7	5.6	7.9

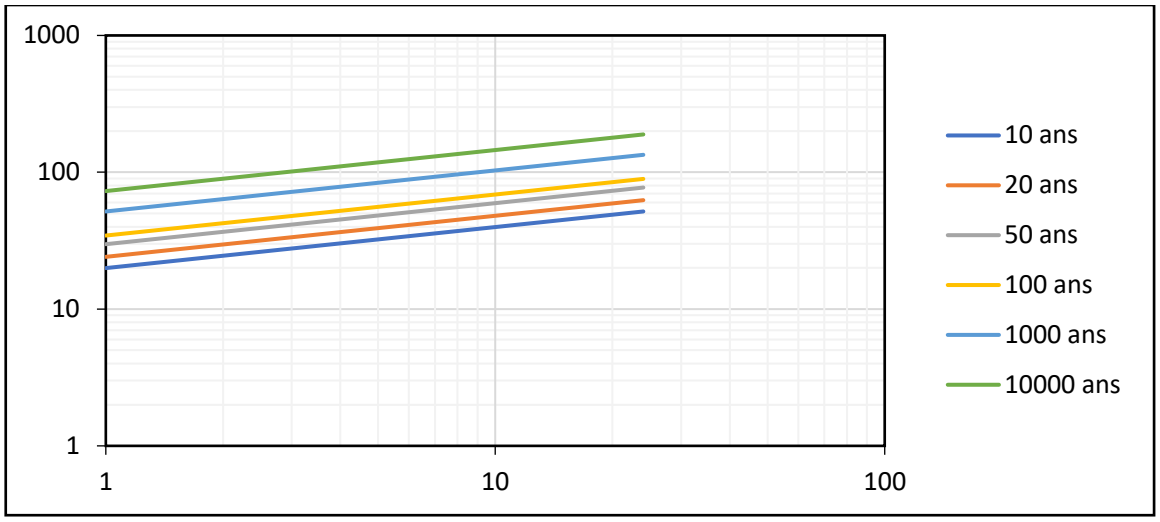


Figure III-9 : Présentation des pluies de courte durée pour différentes fréquences

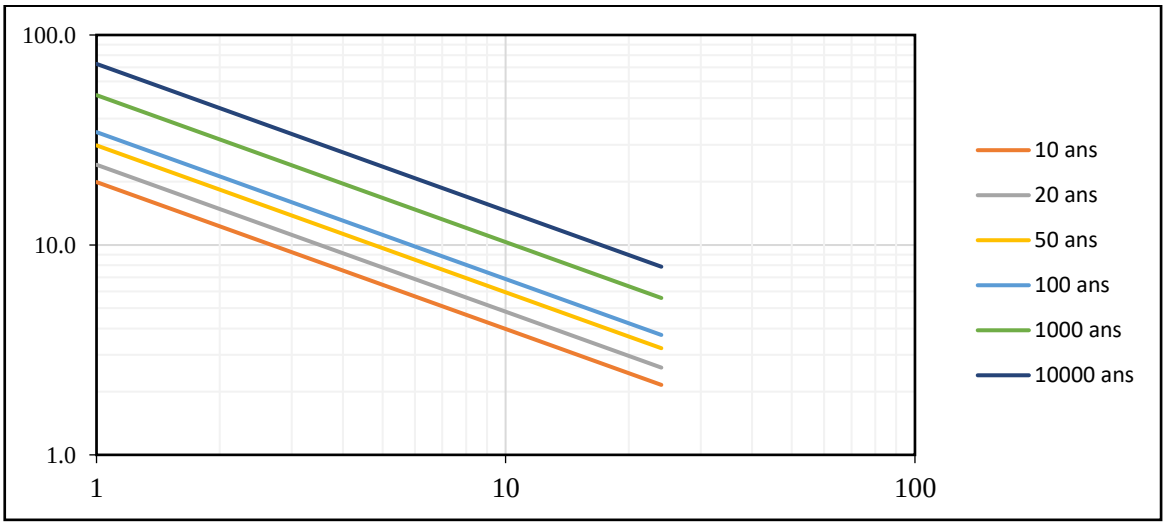


Figure III-10 : Représentation des intensités pour différentes fréquences

III.1.4 Evaluation des apports liquides :

La détermination des apports est de préférence orientée vers les observations hydrologiques, lorsqu'elles sont présentes dans un bassin versant particulier du site à étudier, ou par analogie avec des bassins voisins. Si ceux-ci ne sont pas disponibles, des modèles empiriques et des formules basées sur les précipitations et les caractéristiques des bassins versants peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent des précipitations et du déficit.

III.1.4.1 En utilisant les formules empiriques :

a- Formule de CHAUMONT :

$$A_0 = L_e\, S$$

$$L_e = C_e\, P$$

$$Ce = 0.6P\left(1 - 10^{-0.36P^2}\right)$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel.

P : Pluie moyenne annuelle (m).

Le : Lame d'eau écoulée (mm).

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

b- Formule de SAMIE :

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

$$A_0 = L_e\, S$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne.

c- Formule de SOGREAH :

$$A_0 = L_e\, S$$

$$L_e = 720\left(\frac{P - 150}{1000}\right)^{1.85}$$

Tableau III-15 : Récapitulatif des apports

Formule	L'apport moyen annuel (Hm^3)
SAMIE	15.04
CHAUMONT	8.35
SOGREAH	11.52
Moyenne	11.63

Le plus proche résultat à la valeur moyenne est obtenu par la formule de SOGREAH

Donc $\mathbf{A^0 = 11.52\ Hm^3}$

III.1.5 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

$$M_e = A_0/T$$

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes

$$\mathbf{M_e = 365.30\ l/s}$$

b) Module d'écoulement relatif :

$$M_0 = M_e/S$$

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

$$\mathbf{M_0 = 0.35\ l/S/Km^2}$$

c) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = A_0/S$$

$$\mathbf{L_e = 10.97\ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

$$\mathbf{C_e = 0.04}$$

e) Coefficient de variation :

En absence d'une série d'observation, on utilise les formules empiriques :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

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

Avec : $a = 0.78 - 0.29\ \log_{10}(M_0)$

AN :

$$a = 0.91 \qquad \mathbf{C_v = 0.72}$$

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06}\ M_0^{0.27}}$ $\qquad \mathbf{C_v = 0.73}$

- **Formule Algérienne de PADOUN :**

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

Avec : K : coefficient de réduction on prend K = 0.66.

$$\mathbf{C_v = 0.78}$$

Les résultats sont recapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-16 : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0.72
KRISTEKLY MENKEL	**0.73**
Algérienne de PADOUN	0.78
Moyenne	0.74

On prend la valeur **C_v = 0.73**, puisqu'elle est la plus proche valeur à la valeur moyenne.

III.1.6 Irrégularité des apports :

III.1.6.1 Apports fréquentiels :

$$A_{(\%)} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \ e^{\mu\sqrt{\ln (C_v+1)}}$$

Avec : $A_{(\%)}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

Tableau III-17 : Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P%	80.00	10.00	5.00	2.00	1.00	0.10
μ	-0.84	1.28	1.64	2.05	2.32	3.09
Apport (Hm^3)	5.39	21.45	27.12	35.42	42.24	69.75

- **Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80 %**

Avec $\mathbf{A_{80\%} = 5.39\ Hm^3}$ (remplissage garanti de 8 années sur 10)

Tableau III-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80 %

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	Août
Pluie %	10.07	10.82	9.87	8.85	8.89	8.42	12.71	8.97	8.62	6.45	1.85	4.48
Apport 80 % (Hm^3)	0.54	0.58	0.53	0.48	0.48	0.45	0.68	0.48	0.46	0.35	0.10	0.24

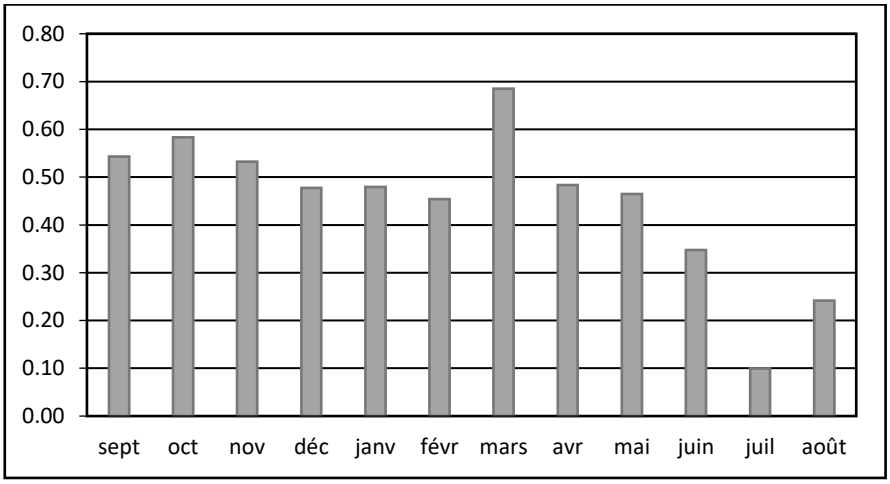


Figure III-11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80 %

III.1.7 Etude des crues :

Pour le calculer les débits de pointes de crue pour déférentes périodes de retour, on utilise les formules empiriques (formule de Mallet-Gauthier, Sokolovsky et Turraza) qui sont les plus utilisées en Algérie.

III.1.7.1 Formules empiriques :

a- Formule de Mallet-Gauthier :

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

Avec :

- $Q_{max.p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).
- P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).
- S : Surface du bassin versant (Km^2).
- L : Longueur du talweg principal (Km).
- A : Paramètre du bassin versant [20-30], on prend A = 25

- K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : 1<K<3, on prend K=1.
- T : Période de retour (ans)

b- Formule de Turraza :

$$Q_{max.p\%} = \frac{C\, I_{ct}\, S}{3.6}$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (Km²).
- C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.
- I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

c- Formule de Sokolovsky :

$$Q_{max.p\%} = \frac{0.28(P_{ct} - H_0)\alpha\, F\, S}{T_c}$$

Avec :

- P_{ct} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).
- S : Superficie du bassin (Km²).
- T_c : Temps de concentration (heures).
- H_0 : Perte d'eau initiale, au Nord algérien $H_0 = 7\ mm$.
- F : Coefficient de forme de la crue

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

  Pour S<50 Km2 ; $\gamma = 2$

  Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 5$.

  Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$

On prend $\gamma = 2.25$ d'où F = 1.12

- α : Coefficient de ruissèlement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

Avec

- X_P : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.
- H_0 : perte d'eau initiale.

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus par les méthodes de calculs :

Tableau III-19 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100	1000
Formule de Mallet-Gauthier	1036.0	1313.9	1609.3	1800.8	2326.5
Formule de Turraza	634.8	767.4	949.1	1097.7	1646.5
Formule de Sokolovsky	377.7	522.1	733.6	915.4	1634.2
Moyenne	682.8	867.8	1097.3	1271.3	1869.1

On prend les résultats obtenus par la méthode de Turraza qui sont plus proche à la moyenne.

III.1.7.2 Hydrogrammes des crues :

Temps de montée :

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

$T_m = T_c$

Temps de décrue :

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

Avec : $T_d = \delta\, T_m$

Condition	δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 – 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 – 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 – 7

Pour le bassin d'oued Sidi Naceur $\delta = 2.5$

On trouve :

- Temps de monté de la crue : Tm = 11.4 heures.
- Temps de décrue : Td = 28.5 heures.
- Temps de base : Tb = Tm + Td = 39.9 heures.

Tableau III-20 : débits de crue en fonction du temps pour différentes période de retour

Temps (h)	Période de retour				
	10	20	50	100	1000
0	0	0	0	0	0
2.28	25.39	30.70	37.96	43.91	65.86
4.56	101.57	122.78	151.86	175.63	263.45
6.84	228.53	276.26	341.68	395.17	592.75
9.12	406.27	491.14	607.44	702.52	1053.78
11.4	**634.79**	**767.40**	**949.12**	**1097.69**	**1646.53**
14.25	168.65	203.88	252.15	291.62	437.43
17.1	118.45	143.19	177.10	204.82	307.22
19.95	79.35	95.92	118.64	137.21	205.82
22.8	49.97	60.41	74.71	86.41	129.61
25.65	28.92	34.96	43.24	50.00	75.01
28.5	14.81	17.90	22.14	25.60	38.40
31.35	6.25	7.55	9.34	10.80	16.20
34.2	1.85	2.24	2.77	3.20	4.80
37.05	0.23	0.28	0.35	0.40	0.60
39.9	0	0	0	0	0

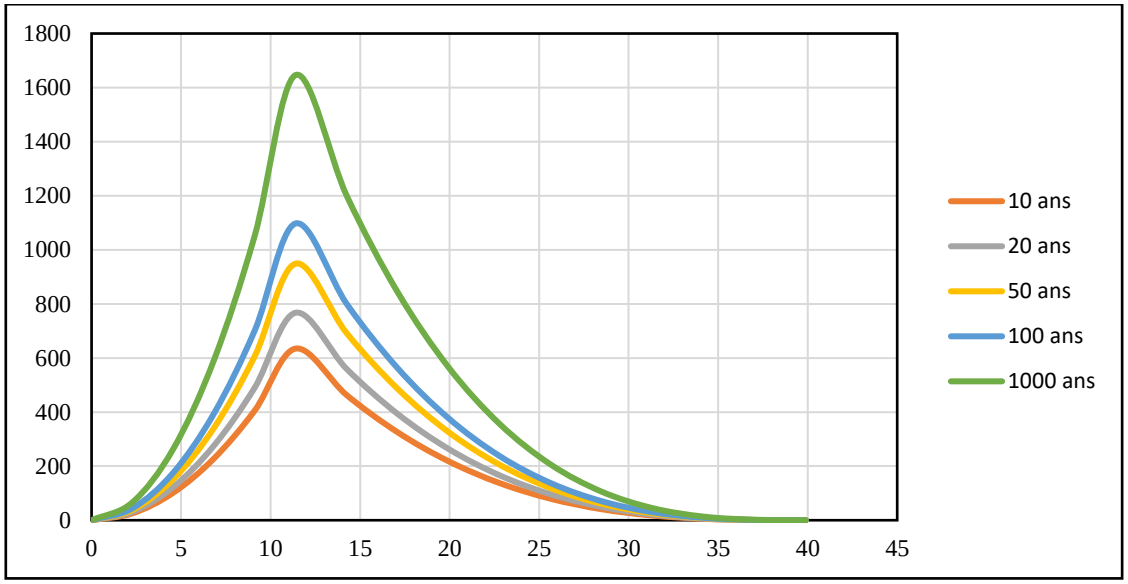


Figure III-12 : Hydrogramme de crue

III.1.7.3 Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit pouvoir évacuer sous une probabilité donnée. Bien que le choix des crues du projet dépende principalement de l'ampleur des travaux à réaliser, des conséquences possibles en aval, et des considérations techniques et économiques liées au développement et à l'environnement. Ce choix découle non seulement de l'impact des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même, mais aussi des risques potentiels pour la vie des personnes et des pertes économiques causées par la rupture du barrage. Par conséquent, la crue du projet dépend des paramètres suivants :

- La fiabilité des données et la durée de la série.
- Le risque à l'aval.
- L'analyse économique.
- Nature du barrage.
- Types d'évacuateur.

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

On peut aussi considérer les caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin (précipitations, superficie, perméabilité, etc.) pour déterminer la crue de projet.

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

- I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).
- I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques) ;
- I_r : représente les risques.

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

Si le risque est moyen ou modéré (I_g=2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Comme le risque est modéré on optera pour une crue millénaire

Cela veut dire que on opte pour une période de retour de 1000 ans, pour un débit qui vaut **Q = 1646.5 m^3/s**

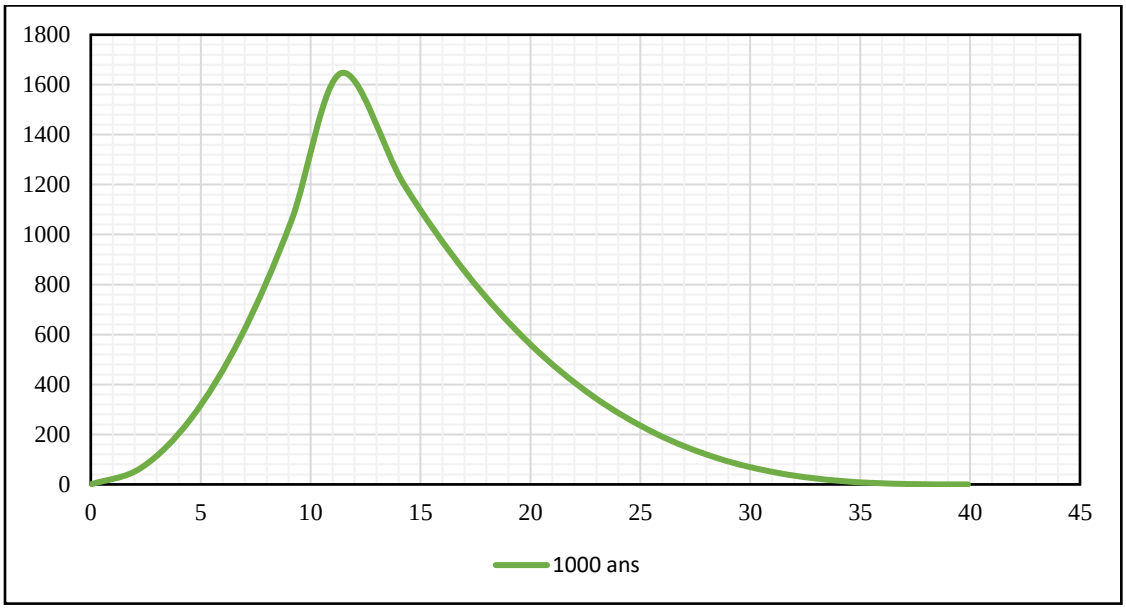


Figure III-13 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 1000 ans

III.1.7.4 Calcul du volume de la crue :

Considérant que l'hydrogramme de crue est triangulaire, et nous avons calculé la surface générée par cette forme géométrique pour obtenir le volume de la crue pour la période de retour 1000 ans. Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{T_b \, Q_{max.0.1\%}}{2}$$

$$V_{crue} = 118.25 \, Mm^3$$

III.1.8 Apport solide :

III.1.8.1 Transport solide en suspension :

A) Formule de Tixeront :

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

- T : temps d'exploitation (T = 50 ans).
- δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m3).
- Q_S : Débit solide en (tonne/an).
- S : surface du bassin versant (Km^2)

$$Q_s = S \, T_s$$

- Ts : le transport solide en (t/Km2/an)

$$T_s = \alpha \, L_e^{0.15}$$

- L_e : la lame écoulée en (mm), Le = 10.17 mm ;
- α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α = 75 (moyenne perméabilité).

Tableau III-21 : Valeurs de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

AN :

$$T_S = 107.42 \, t/Km^2/an \; ; \; Q_S = 112\,799.9 \, t/an$$

$$\mathbf{V_m = 4.43\ Mm^3}$$

B) Formule de Gavrillovic :

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

$$V_m = \frac{T_0\ T\ S}{\delta_s}$$

$$T_0 = T_{sp}\ G_{rm}$$

$$T_{sp} = T\ P_{moy}\ \pi \sqrt{Z^3} \text{ Tel que : } T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1$$

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

- T_0 : taux d'abrasion [t/Km²/an].
- T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en [m3/km²/an].
- G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.
- T : coefficient thermique.
- Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V Z = 0.4.
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm].
- t : température moyenne annuelle [°C].
- P : périmètre du bassin versant [Km].
- L : longueur du talweg principal [Km].
- H_{moy} : Altitude moyenne [km].

AN : T = 2.17 ; T_{sp} = 439.64 ; G_{rm} = 4.74 ; T_0 = 2085.51

$$\mathbf{V_m = 3.4\ Mm^3}$$

C) Formule de Saidi :

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

- M_0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km2).
- C_e : Coefficient de l'écoulement.

$$V_m = \frac{(E_s\ S\ T)}{\gamma_s}$$

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

AN : Es = 88.68 t/Km^2/an ; $\mathbf{V_m = 3.32\ Mm^3}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-22 : Récapitulatif des résultats de calcul du volume mort

Formule	L'érosion spécifique (t/Km^2/an)	Volume mort (Mm^3)
Tixeront	/	4.43
Gavrillovic	/	3.4
Saidi	88.68	3.32

On opte pour la formule de Tixeront, le volume mort est donc $\mathbf{V_m = 4.43\ Mm^3}$

III.1.8.2 Transport solide par Charriage :

En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = 0.6 Mm^3.

Et le volume mort totale sera : $\mathbf{V_m = 5.1\ Mm^3}$.

III.1.9 Etude de la régularisation de la retenue :

Pour ajuster, nous utilisons la méthode du bilan hydrique, qui nécessite la connaissance de données de base, telles que :

- Répartition mensuelle des apports, évaporation du réservoir et pertes par infiltration.
- La courbe de masse d'eau (hauteur-capacité-surface) obtenue en vérifiant la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs.

III.1.9.1 Courbe caractéristique de la retenue :

L'approximation des volumes est donnée par l'expression :

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

Où :

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

Tableau III-23 : Caractéristique topographique de la retenue

Hauteur (m)	Cotes (mNGA)	S (Km^2)	V
0	1154	0	0
3	1157	0.076	0.114
6	1160	0.215	0.5505
8	1162	0.395	1.0465
11	1165	0.922	2.5855
16	1170	3.022	11.8355
21	1175	5.189	30.3875
26	1180	8.144	53.86

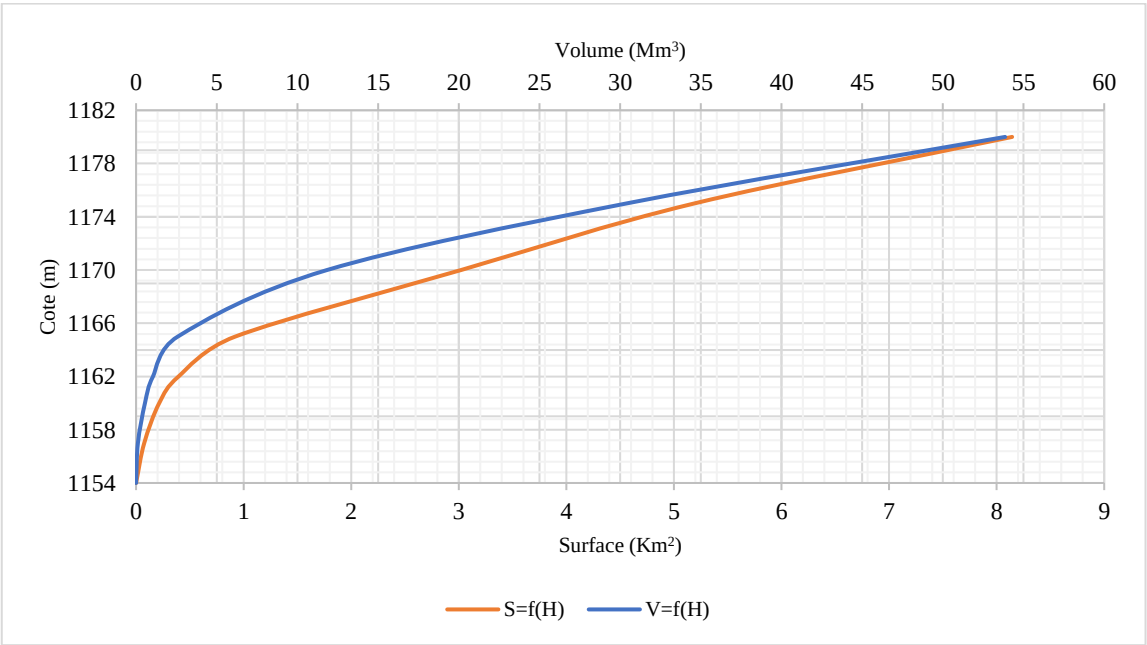


Figure III-14 Courbe Capacité-Hauteur

III.1.9.2 Calcul du volume utile :

On a la répartition mensuelle de l'apport moyen de fréquence 80 %

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	Annuel
Apport 80 % (Mm3)	0.54	0.58	0.53	0.48	0.48	0.45	0.68	0.48	0.46	0.35	0.10	0.24	5.39

On a la répartition mensuelle de la demande en eau (Besoins d'irrigation)

Tableau III-24 : Besoins mensuels pour l'irrigation

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	
Besoin (m3/ha)	8	12	11	0	0	0	0	8	8	8	8	8	71
%	11.3	16.9	15.5	0.0	0.0	0.0	0.0	11.3	11.3	11.3	11.3	11.3	100

- **Détermination de la surface irrigable :**

Pour un taux de régularisation 80% la surface de parcelle irriguée est donnée par :

$$S = \frac{A_u}{N}$$

Avec :

- A_u : Apport utilisable pour 80% de l'apport annuel.
- N : besoin annuel.
- S : Surface irrigable.

$$\mathbf{S = 75000\ ha}$$

Tableau III-25 : Répartition mensuel de la consommation d'irrigation

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	Total
Besoin Mm3	0.60	0.90	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	5.32

D'après le Tableau III-26 et Tableau III-27 , on constate que la demande en eau dépasse l'offre pour quelque mois

III.1.9.2.1Calcul du volume utile interannuel :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule l'eau pendant les années humides et quand revient les années sèches on le consomme, le cycle de remplissage et de récupération peut durer plusieurs années. Ce type de régularisation nécessite une retenue importante pour répondre aux besoins des consommateurs annuellement. Dans cette dernière méthode de calcul, on peut citer :

- Méthode analytique de Kristky-Menkel, une seule valeur du coefficient de régularisation
- Méthode Plechkov-Svanidze
- Méthode analytique de Kristky-Menkel pour plusieurs valeurs de coefficients de régularisation
- Méthode analytique de calcul du volume utile interannuelle des normes de consommation variables
- Méthode graphique : méthode de la courbe réduite des valeurs cumulées.

On aboutit de faire la méthode de Kristky-Menkel :

On a $V_{u_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur})W_0 = V_s + V_{int}$

Avec :

- W_0 : Apport moyen interannuel.
- β_s : Composante saisonnière du volume utile.
- β_{plur} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

Tel que : $\beta_s = \alpha(T_{ét} - W_{ét})$

$$T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12}$$

Avec :

- α : Coefficient de régularisation.
- $T_{ét}$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.
- $N_{ét}$: Nombre de mois ou Q_i est inférieur à Q_{moy}.

$$W_{ét} = \frac{\sum W_m}{\sum W_{pm}}$$

Avec :

- $W_{ét}$: Volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.
- $\sum W_m$: Apport pendant la période d'étiage.
- $\sum W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

Et $\beta_{plur} = \max[\left(\alpha - K_{p\%}^{(n)}\right)n)$

Avec :

- α : coefficient de régularisation.
- $K_{P\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

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

Avec :

- Cv : Coefficient de variation.
- $F_{p\%}$: La probabilité en fonction de P% et Cs (à partir de la fonction Rybkine Foster $F_{p\%}$ (P%,Cs))
- n : nombre d'année de régularisation.
- Cs : Coefficient de variation d'asymétrie.

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

AN :

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	Annuel
Apport mensuel (Mm^3)	1.16	1.25	1.14	1.02	1.02	0.97	1.46	1.03	0.99	0.74	0.21	0.52	11.52

On $Q_{moy} = \frac{11.52}{12} = 0.96\ Mm^3$

La période d'étiage : Juin, Juillet, Aout.

Alors : $N_{ét} = 3$; $T_{ét} = \frac{3}{12} = 0.25$; $W_{ét} = \frac{1.47}{11.52} = 0.13$

On prend α = 0.9 on aura donc :

$\beta = \alpha(T_{ét} - W_{ét}) = 0.9(0.25 - 0.13)$

$$\beta_s = 0.11$$

Donc le volume saisonnier est :

$V_s = \beta_s W_0 = 0.11 * 11.52 = 1.266\ Mm^3$

$$\mathbf{V_s = 1.27\ Mm^3}$$

P = 90 %

Cv = 0.72 (Formule de Sokolovski)

Cs = 2 Cv = 1.44 et α = 0.9

Tableau III-28 : Résultats de calcul de la composante pluri-annuelle du volume utile

n	Racine n	Cv	Cs	Fp%	Kp%	α- Kp%.n
1	1.00	0.72	1.45	-1.04	0.251	0.649
2	1.41	0.51	1.02	-1.13	0.423	0.955
3	1.73	0.42	0.83	-1.17	0.512	1.164
4	2.00	0.36	0.72	-1.18	0.574	1.305
5	2.24	0.32	0.65	-1.19	0.615	1.423
6	2.45	0.30	0.59	-1.2	0.646	1.524
7	2.65	0.27	0.55	-1.21	0.670	1.613
8	2.83	0.26	0.51	-1.22	0.688	1.694
9	3.00	0.24	0.48	-1.22	0.706	1.745
10	3.16	0.23	0.46	-1.22	0.721	1.788
11	3.32	0.22	0.44	-1.23	0.732	1.848
12	3.46	0.21	0.42	-1.23	0.743	1.879
13	3.61	0.20	0.40	-1.23	0.753	1.905
14	3.74	0.19	0.39	-1.23	0.762	1.926
15	3.87	0.19	0.37	-1.23	0.771	1.942
16	4.00	0.18	0.36	-1.23	0.778	1.955
17	4.12	0.18	0.35	-1.23	0.784	1.965
18	4.24	0.17	0.34	-1.24	0.789	2.002
19	4.36	0.17	0.33	-1.24	0.794	2.006
20	4.47	0.16	0.32	-1.24	0.800	2.007
21	4.58	0.16	0.32	-1.24	0.804	2.006
22	4.69	0.15	0.31	-1.24	0.809	2.003
23	4.80	0.15	0.30	-1.24	0.813	1.997
24	4.90	0.15	0.30	-1.24	0.817	1.990
25	5.00	0.14	0.29	-1.24	0.821	1.980

D'après le tableau on a :

$\beta_{plur} = \max[(\alpha - K_{p\%}^{n}.n)$ $\mathbf{\beta_{plur} = 2.007}$

Alors le volume pluri-annuel est :

$V_{plur} = \beta_{plur} . W_0 = 2.007 . 11.52$ $\mathbf{V_{plur} = 23.12\ Mm^3}$

Enfin le volume utile interannuel est :

$V_{u_{int}} = V_s + V_{int} = 1.27 + 23.12$ $\mathbf{V_{u_{int}} = 24.4\ Mm^3}$

III.1.9.2.2 Détermination du volume normale de la retenue :

Le volume du niveau normal de la retenue du barrage Sidi Naceur est composé du volume utile interannuel et le volume mort.

Donc : $V_{NNR} = V_{u_{int}} + V_m = 5.1 + 24.4$

$\mathbf{V_{NNR} = 29.5\ Mm^3}$ **NNR = 1175 mNGA**

$\mathbf{V_m = 5.1\ Mm^3}$ **NVM = 1165 mNGA**

Tableau III-29 Récapitulatif des résultats de régularisation

Dénomination	**Résultat**
Cote du fond	1154 mNGA
Cote NVm	1165 mNGA
Cote NNR	1175 mNGA
Volume mort (horizon 50ans)	5.1 Mm^3
Volume utile	24.4 Mm^3
Volume total	29.5 Mm^3
Surface du plan d'eau	2.56 Km^2

III.1.10 Laminage des crues :

Le but du calcul du laminage des crues est de réduire les dimensions de l'ouvrage d'évacuation et par la suite leur coût, ce type de calcul optimise la capacité de stockage instantanée et le débit de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue par cette relation :

$$Q.dt = q.dt + S.dh$$

Avec :

- Q : Le débit entrant de la crue.
- q : Le débit déversé par l'ouvrage d'évacuation de la crue.
- S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant t est : $Q - q = S.\frac{dh}{dt}$

dh/dt : Vitesse de remplissage.

Il existe plusieurs méthodes de calcul comme :

- Méthode de Kotcherine.
- Méthode Muskingum.
- Méthode Step by step.
- Méthode graphique.
- Méthode de Hildenblat
- Méthode de Black More

Dans notre étude on utilise la méthode de Muskingum

III.1.10.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

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

$$\frac{\partial \mathrm{Q}}{\partial \mathrm{t}} + \frac{\partial}{\partial \mathrm{x}}\left(\frac{\mathrm{Q}^2}{\mathrm{A}}\right) + \mathrm{gA}\frac{\partial \mathrm{y}}{\partial \mathrm{x}} = \mathrm{gA}\,(\mathrm{S_0} - \mathrm{S_f}) + \mathrm{q}\frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{A}}$$

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

$$\frac{\partial \mathrm{A}}{\partial \mathrm{t}} + \frac{\partial \mathrm{Q}}{\partial \mathrm{x}} = \mathrm{q}$$

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

La signification des cinq termes de l'équation :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m3 /s à 2m3 /sen une heure, ce terme vaut (1 m^3/s -

$2m^3/s$) / 3600s =0 ,000277m^3/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

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

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

d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes. D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation de la quantité de mouvement peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt}$$

Avec :

I : INPUT désigne le débit entrant Qe.

O : OUTPUT désigne le débit sortant Qs.

S : désigne le stockage de l'eau dans le tronçon.

III.1.10.2 Méthode de MUSKINGUM :

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I\, dt - \int_{t_1}^{t_2} O\, dt$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

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

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2, connaissant I_1 et I_2. L'équation ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2.

III.1.10.2.1 Principe de la méthode :

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

L'équation précédente peut être écrite sous la forme :

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

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [$2S_2/\Delta t + O_2$] en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps I_1 et I_2, qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2S/\Delta t + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

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

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

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la droite :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

III.1.10.2.2 Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1- Evacuation a surface libre par un déversoir. Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

$Q = CBH^{\frac{3}{2}} = CB(h - z)^{\frac{3}{2}}$

Avec :

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

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

$Q = mA\sqrt{2gh}$

Avec :

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

III.1.10.2.3 Calcul du volume stocké :

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

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + \cdots + a_n h^n$$

Les coefficients a_0, a_1, a_2, …, a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

III.1.10.3 Application de la méthode de Muskingum :

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

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

Pour B = 50 m et m = 0.49 : $Q = 108.52\ H^{\frac{3}{2}}$

Initialement le débit de sortie Qs = 0 m^3/s et la hauteur H = 0 m, le volume stocké est $V_s = 0\ m^3$. La valeur maximale du débit d'entrée Qe = 1646.5 m3/s nous donne une hauteur maximale de : $1646.5 = 108.52\ H^{\frac{3}{2}}$ soit : H = 6.13 m.

Pour déterminer la surface du plan d'eau :

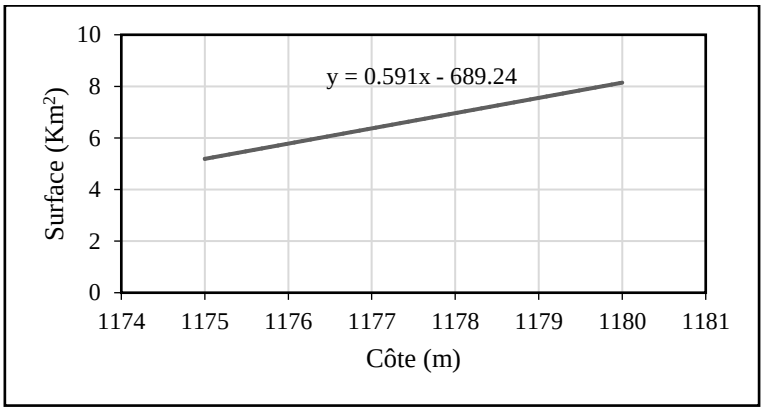


Figure III-15 Modélisation de la courbe Surface-Hauteur

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

Tableau III-30 Calcul de la courbe caractéristique Q=f(2S/Δt + Q)

H (m)	Côte (m)	O (m^3/s)	S (Km^2)	S (Mm^3)	2S/Δt + O (m^3/s)
0	1175	0.00	8.18	0.00	0.00
0.5	1175.5	38.37	8.48	4.24	1216.22
1	1176	108.52	8.78	8.78	2546.30
1.5	1176.5	199.37	9.07	13.61	3979.16
2	1177	306.95	9.37	18.73	5510.83
2.5	1177.5	428.97	9.66	24.16	7139.04
3	1178	563.89	9.96	29.87	8862.23
3.5	1178.5	710.59	10.25	35.89	10679.27

4	1179	868.17	10.55	42.20	12589.28
4.5	1179.5	1035.94	10.84	48.80	14591.56
5	1180	1213.31	11.14	55.70	16685.53
5.5	1180.5	1399.78	11.44	62.90	18870.68
6	1181	1594.93	11.73	70.39	21146.60

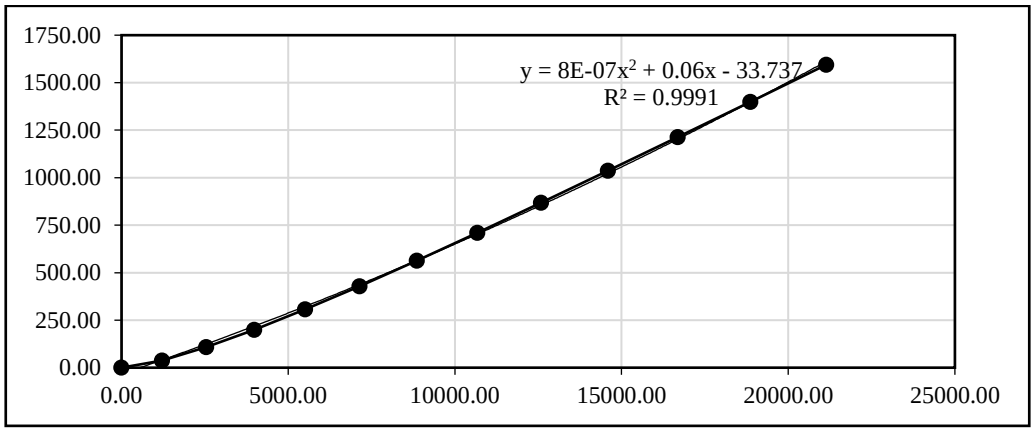


Figure III-16 : Courbe caractéristique Q=f (2S/Δt + Q)

Tableau III-31 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour B=50 m

Temps	I	I1+I2	2S/Δt+Q	2S/Δt+Q-2Q	Q
0	0	0	0.00	0.00	0.00
2	59.52	59.52	1216.22	1139.48	38.37
4	213.15	272.67	1412.15	1306.97	52.59
6	462.28	675.43	1982.40	1805.70	88.35
8	831.83	1294.11	3099.81	2779.93	159.94
10	1284.43	2116.26	4896.19	4337.77	279.21
12	1642.52	2926.95	7264.72	6375.98	444.37
14	1537.72	3180.24	9556.22	8330.84	612.69
16	1234.6	2772.32	11103.16	9641.00	731.08
18	973.01	2207.61	11848.61	10269.63	789.49
20	748.79	1721.8	11991.43	10389.86	800.78
22	566.09	1314.88	11704.74	10148.45	778.15
24	420.76	986.85	11135.30	9668.14	733.58
26	292.04	712.8	10380.94	9030.28	675.33
28	196.54	488.58	9518.86	8299.10	609.88
30	121.8	318.34	8617.44	7532.00	542.72
32	76.12	197.92	7729.92	6774.20	477.86

34	42.91	119.03	6893.23	6057.49	417.87
36	22.15	65.06	6122.55	5395.34	363.60
38	13.84	35.99	5431.33	4799.85	315.74
40	9.69	23.53	4823.38	4274.82	274.28
42	5.54	15.23	4290.05	3813.27	238.39
44	0	5.54	3818.81	3404.70	207.06
46	0	0	3404.70	3045.06	179.82
48	0	0	3045.06	2732.29	156.38
50	0	0	2732.29	2459.95	136.17
52	0	0	2459.95	2222.54	118.70
54	0	0	2222.54	2015.41	103.57
56	0	0	2015.41	1834.53	90.44
58	0	0	1834.53	1676.48	79.03
60	0	0	1676.48	1538.28	69.10
62	0	0	1538.28	1417.37	60.45
64	0	0	1417.37	1311.55	52.91
66	0	0	1311.55	1218.88	46.33
68	0	0	1218.88	1137.72	40.58
70	0	0	1137.72	1066.59	35.56
72	0	0	1066.59	1004.26	31.17
74	0	0	1004.26	949.60	27.33
76	0	0	949.60	901.68	23.96
78	0	0	901.68	859.65	21.01
80	0	0	859.65	822.79	18.43
82	0	0	822.79	790.44	16.17
84	0	0	790.44	762.06	14.19
86	0	0	762.06	737.16	12.45
88	0	0	737.16	715.31	10.93
90	0	0	715.31	696.13	9.59
92	0	0	696.13	679.29	8.42
94	0	0	679.29	664.51	7.39
96	0	0	664.51	651.54	6.49

T (h)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	Hd (m) =									
			3.79	3.57	3.36	3.19	3.03	2.89	2.68	2.50	2.34	2.23
			B (m) =									
			50	60	70	80	90	100	120	140	160	180
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	59.52	59.52	38.37	46.04	53.72	61.39	69.06	76.74	92.08	107.43	122.78	138.13
4	213.15	272.67	52.59	61.97	70.46	78.62	86.31	93.80	116.51	130.50	143.37	156.74
6	462.28	675.43	88.35	103.14	116.23	128.57	140.04	150.99	174.04	191.83	207.65	223.72
8	831.83	1294.11	159.94	186.14	208.83	230.14	249.94	268.77	299.66	328.99	355.22	383.48
10	1284.43	2116.26	279.21	324.15	361.68	396.81	429.38	460.25	508.58	555.59	597.72	646.96
12	1642.52	2926.95	444.37	513.63	568.57	619.60	666.60	710.80	784.69	849.63	907.26	980.46
14	1537.72	3180.24	612.69	702.20	769.06	830.22	885.68	937.02	1028.92	1099.22	1159.86	1239.90
16	1234.6	2772.32	731.08	826.82	894.22	954.26	1007.26	1054.96	1140.57	1198.29	1245.22	1303.47
18	973.01	2207.61	789.49	878.36	937.42	988.05	1030.94	1067.88	1128.99	1165.52	1191.78	1216.82
20	748.79	1721.8	800.78	875.09	921.61	959.31	989.28	1013.25	1045.17	1060.85	1068.00	1064.73
22	566.09	1314.88	778.15	834.58	867.38	891.60	908.64	920.14	925.97	924.51	916.85	894.42
24	420.76	986.85	733.58	771.83	791.56	803.39	808.98	809.80	795.84	781.70	763.78	730.63
26	292.04	712.8	675.33	696.68	704.74	705.89	701.92	694.17	666.70	643.72	619.22	581.25
28	196.54	488.58	609.88	616.42	614.53	606.87	595.34	581.05	545.48	516.76	488.53	449.63
30	121.8	318.34	542.72	536.96	526.98	512.47	495.31	476.45	437.11	405.27	375.57	338.35
32	76.12	197.92	477.86	462.41	446.20	426.70	405.73	384.06	344.22	311.40	282.05	248.16
34	42.91	119.03	417.87	395.19	374.48	351.68	328.52	305.54	267.43	235.33	207.70	178.06
36	22.15	65.06	363.60	335.79	312.06	287.36	263.26	240.14	205.04	174.82	149.73	124.57
38	13.84	35.99	315.74	284.61	259.12	233.70	209.72	187.37	156.00	128.48	106.46	85.71
40	9.69	23.53	274.28	241.31	215.13	189.93	166.86	145.93	118.56	94.25	75.52	58.91
42	5.54	15.23	238.39	204.70	178.60	154.26	132.61	113.46	89.99	68.98	53.43	40.40
44	0	5.54	207.06	173.42	147.92	124.83	104.83	87.59	67.67	49.75	36.99	26.86

46	0	0	179.82	146.81	122.30	100.72	82.50	67.19	50.44	35.34	25.02	17.22
48	0	0	156.38	124.47	101.25	81.35	64.99	51.58	37.64	25.14	16.93	11.04
50	0	0	136.17	105.67	83.91	65.77	51.23	39.62	28.12	17.89	11.47	7.09
52	0	0	118.70	89.81	69.61	53.21	40.41	30.45	21.02	12.74	7.77	4.55
54	0	0	103.57	76.39	57.78	43.07	31.89	23.41	15.72	9.07	5.26	2.92
56	0	0	90.44	65.03	48.00	34.89	25.18	18.00	11.76	6.46	3.57	1.88
58	0	0	79.03	55.40	39.89	28.27	19.88	13.85	8.80	4.60	2.42	1.21
60	0	0	69.10	47.22	33.16	22.91	15.70	10.65	6.59	3.28	1.64	0.77
62	0	0	60.45	40.27	27.58	18.57	12.41	8.20	4.93	2.34	1.11	0.50
64	0	0	52.91	34.35	22.95	15.06	9.80	6.31	3.69	1.67	0.75	0.32
66	0	0	46.33	29.32	19.10	12.21	7.75	4.85	2.77	1.19	0.51	0.21
68	0	0	40.58	25.03	15.89	9.90	6.12	3.74	2.07	0.85	0.35	0.13
70	0	0	35.56	21.37	13.23	8.03	4.84	2.87	1.55	0.60	0.23	0.08
72	0	0	31.17	18.25	11.02	6.52	3.82	2.21	1.16	0.43	0.16	0.05
74	0	0	27.33	15.59	9.17	5.29	3.02	1.70	0.87	0.31	0.11	0.03
76	0	0	23.96	13.32	7.64	4.29	2.39	1.31	0.65	0.22	0.07	0.02
78	0	0	21.01	11.38	6.36	3.48	1.89	1.01	0.49	0.16	0.05	0.01
80	0	0	18.43	9.73	5.30	2.82	1.49	0.78	0.37	0.11	0.03	0.01
82	0	0	16.17	8.31	4.41	2.29	1.18	0.60	0.27	0.08	0.02	0.01

Tableau III-32 : Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sortie pour différentes largeurs

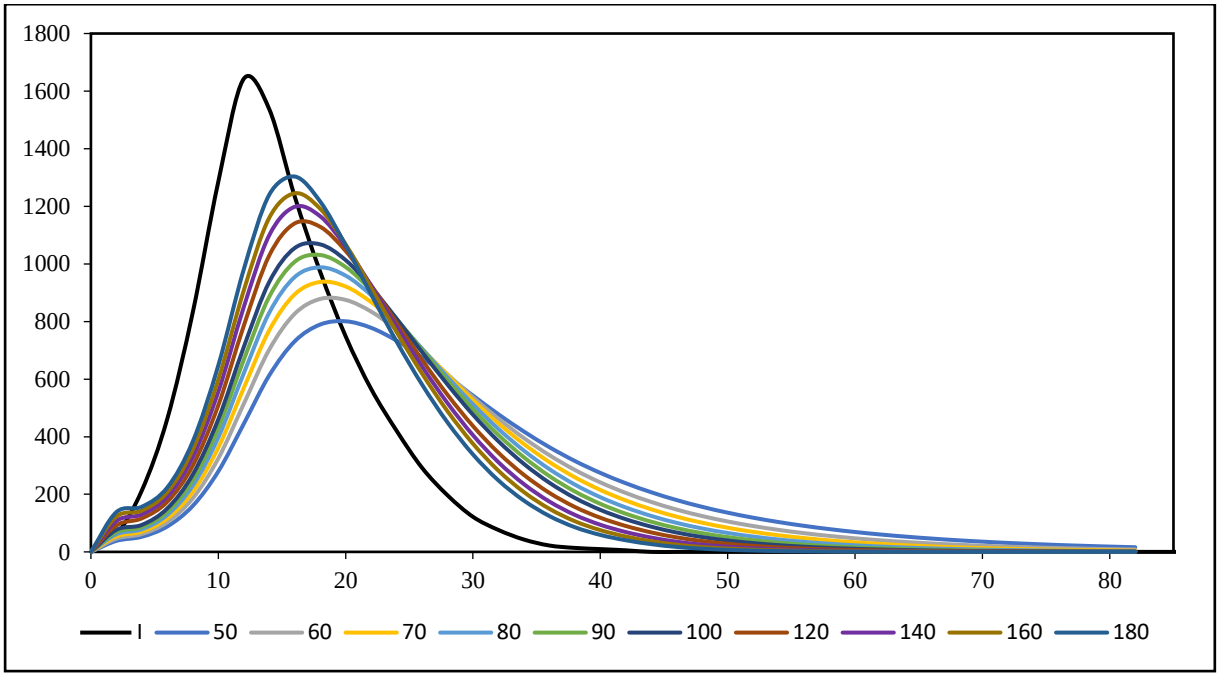


Figure III-17 : Hydrogrammes de sortie

Tableau III-33 : Récapitulatif des résultats de laminages

B (m)	H (m)	NPHE (m)	$Q_{laminé}$ (m^3/s)
50	3.79	1178.79	800.78
60	3.57	1178.57	878.35
70	3.36	1178.36	937.42
80	3.19	1178.19	988.05
90	3.03	1178.03	1030.94
100	2.89	1177.89	1067.88
120	2.68	1177.68	1140.56
140	2.50	1177.50	1198.29
160	2.34	1177.34	1245.22
180	2.23	1177.23	1303.47

III.1.11 Etude d'optimisation :

Afin de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue et sa hauteur, il faut faire une étude d'optimisation. Cette dernière consiste à évaluer le coût approximatif de l'évacuateur pour les différentes largeurs et hauteurs.

III.1.11.1 La revanche :

La revanche est la hauteur comprise entre le NPHE et la crête, elle est en fonction de la hauteur des vagues, la vitesse du vent et la vitesse de propagation des vagues, il y'a plusieurs méthodes pour le calcul de la revanche :

- ✓ **Formule de Mallet et Paquant :**

$$R = H + \frac{V^2}{2g}$$

Avec : $H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H$

- H : Hauteur des vagues (m).
- V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).
- F : Fetch (Km)

- ✓ **Formule de Stevenson Gillard :**

Pour F > 18 km

$$R = 0.75\ H + \frac{V^2}{2g}$$

$H = 0.34\sqrt{F}$ Et $V = 1.5 + 2\ H$

- ✓ **Formule de Molitor :**

$$R = 0.75\ H + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0.75 + 0.032\sqrt{U\ F} - 0.27\ F^{0.25}$$

Avec : U : Vitesse du vent mesurée en Kph (U = 100 Kph).

$$V = 1.5 + 2H$$

- ✓ **Formule simplifiée :**

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

Tableau III-34 : Résultat de calcul de la revanche

Formule	R (m)
Mallet et Paquant	3.2
Stevenson et Gillard	3.38
Molitor	2.92
Formule simplifié	3.26
La moyenne	3.18

On prend la valeur la plus proche de la moyenne qui est la valeur calculer par la méthode de Mallet et Paquant (**R = 3.2 m**)

III.1.11.2 La hauteur du barrage :

$$H_b = NNR - C_f + H_d + R + t$$

Avec :

- NNR : Niveau normal de la retenue NNR= 1175 m.
- C_f : Côte du fond C_f = 1147 m.
- H_d : la hauteur déversée.
- R : Revanches en (m).
- t : Tassement en (m) pour H > 20 m t = [0.5, 1.5%] H_b.

Tableau III-35 : Résultats de calcul de la hauteur de la digue

B (m)	H (m)	$Q_{laminé}$ (m^3/s)	H_b (m)
50	3.79	800.78	28.42
60	3.57	878.36	28.19
70	3.36	937.42	27.98
80	3.19	988.05	27.80
90	3.03	1030.94	27.65
100	2.89	1067.88	27.51
120	2.68	1140.57	27.29
140	2.50	1198.29	27.10
160	2.34	1245.22	26.95
180	2.23	1303.47	26.84
200	2.11	1330.22	26.71

III.1.11.3 La largeur en crête :

- ✓ **Formule de KNAPPEN :**

$$b_{cr} = 1.656\sqrt{H_b}$$

- ✓ **Formule de E-F-PREECE :**

$$b_{cr} = \left(1.1\sqrt{H_b}\right) + 1$$

- ✓ **Formule simplifiée :**

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$$

- ✓ **Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$$

Avec : Hb : Hauteur de la digue (m)

Tableau III-36 : Largeur en crête pour différentes hauteurs de la digue

B	H	$Q_{laminé}$	Hb	b_{cr} (m)=				Moyenne
				Knappen	Preence	Simplifie	Pratique	
50	3.79	800.78	28.42	8.80	6.86	7.99	8.88	8.13
60	3.57	878.36	28.19	8.76	6.84	7.96	8.85	8.10
70	3.36	937.42	27.98	8.73	6.82	7.93	8.82	8.07
80	3.19	988.05	27.80	8.70	6.80	7.91	8.79	8.05
90	3.03	1030.94	27.65	8.68	6.78	7.89	8.76	8.03
100	2.89	1067.88	27.51	8.65	6.77	7.87	8.74	8.01
120	2.68	1140.57	27.29	8.62	6.75	7.84	8.71	7.98
140	2.50	1198.29	27.10	8.59	6.73	7.81	8.68	7.95
160	2.34	1245.22	26.95	8.57	6.71	7.79	8.65	7.93
180	2.23	1303.47	26.84	8.55	6.70	7.78	8.63	7.91
200	2.11	1330.22	26.71	8.53	6.69	7.76	8.61	7.90

A partir des résultats, on opte pour une largeur en crête de $\mathbf{b_{cr} = 8\ m}$

III.1.11.4 Coût de la digue :

On calcul premièrement le volume de la digue pour les différentes hauteurs afin de déterminer son coût, le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i$$

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

Avec :

- Vi : Volume du barrage pour la section (i-i).
- L : Distance entre deux coupes voisines.
- Si : Section transversale de la coupe (i-i)

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i$$

- Bi : Largeur de base.

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$$

- m_1,m_2 : Fruits des talus.
- bcr : Largeur en crête.
- Hi : Hauteur de la tranche (i-i)

A partie du profil de l'axe de la digue du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes charges déversantes, nous avons opté pour trois section (1-1) (2-2) (3-3), le volume et le cout sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-37 : Coût de la digue pour différentes hauteurs.

B (m)	H_b (m)	Section 1 et 3			Section 2			Volume (m^3)	Coût (M DA)
		H1=H3	B1=B3	S1=S3	H2	B2	S2		
50	28.42	14.21	86.15	668.82	28.42	164.29	2447.95	615158.02	553.64
60	28.19	14.10	85.53	659.22	28.19	163.06	2411.33	606086.06	545.48
70	27.98	13.99	84.96	650.31	27.98	161.91	2377.38	597675.06	537.91
80	27.80	13.90	84.46	642.71	27.80	160.92	2348.42	590500.18	531.45
90	27.65	13.82	84.03	636.04	27.65	160.05	2323.00	584200.42	525.78
100	27.51	13.75	83.64	630.15	27.51	159.28	2300.54	578636.31	520.77
120	27.29	13.64	83.04	621.00	27.29	158.07	2265.73	570007.39	513.01
140	27.10	13.55	82.53	613.42	27.10	157.06	2236.84	562846.51	506.56
160	26.95	13.47	82.10	607.01	26.95	156.21	2212.45	556800.57	501.12
180	26.84	13.42	81.80	602.44	26.84	155.59	2195.06	552488.45	497.24
200	26.71	13.36	81.45	597.34	26.71	154.91	2175.66	547679.07	492.91

III.1.11.5 Coût de l'évacuateur de crue :

Le type du déversoir est « Creager », il s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{\mathbf{Y}}{\mathbf{H}} = \mathbf{0.47}\left(\frac{\mathbf{X}}{\mathbf{h}}\right)^{\mathbf{1.85}}$$

Avec :

- H : Charge sur le seuil.
- Y : Ordonnée du profil (m).
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume de déversoir sera : $V_{dev} = S\ B$

Avec :

- S : Section transversale (m^2).
- B : Largeur du déversoir (m).

Le prix du béton : 35 000 Da/m^3

Le coût du déversoir pour différentes largeurs est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-38 : Coût du déversoir

B (m)	H (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (M DA)
50	3.79	104.2	5210	182.35
60	3.57	92.45	5547	194.145
70	3.36	81.9	5733	200.655
80	3.19	73.82	5905.6	206.696
90	3.03	66.6	5994	209.79
100	2.89	60.6	6060	212.1
120	2.68	52.1	6252	218.82
140	2.50	45.35	6349	222.215
160	2.34	39.72	6355.2	222.432
180	2.23	36.07	6492.6	227.241
200	2.11	32.3	6460	226.1

III.1.11.6 Coût du coursier :

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur de 113.5 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite)

$$V_{béton} = S_{béton} L_{coursier}$$

$$b_{coursier} = (Q_{max.})^{0.4}$$

$$b_{ext.cousier} = b_{cousier} + 1.4$$

$$S_{radier} = b_{ext.coursier}\ e\ ;\ \ e = 1m$$

$$H_{mur} = H_d + 0.8$$

$$S_{mur} = 2\,H_{mur}\,e \;;\; e = 0.7\ m$$

$$S_{béton} = S_{mur} + S_{radier}$$

Tableau III-39 : Coût du coursier.

B (m)	H_d (m)	$Q_{laminé}$ (m^3/s)	S_{radier} (m^2)	S_{mur} (m^2)	$S_{béton}$ (m^2)	V (m^3)	Coût (M DA)
50	3.79	800.78	15.90	6.43	22.33	2534.18	88.70
60	3.57	878.36	16.45	6.12	22.57	2561.18	89.64
70	3.36	937.42	16.84	5.83	22.67	2573.52	90.07
80	3.19	988.05	17.17	5.58	22.76	2582.71	90.39
90	3.03	1030.94	17.44	5.36	22.81	2588.61	90.60
100	2.89	1067.88	17.67	5.17	22.84	2592.42	90.73
120	2.68	1140.57	18.11	4.87	22.97	2607.37	91.26
140	2.50	1198.29	18.44	4.61	23.05	2616.49	91.58
160	2.34	1245.22	18.70	4.40	23.10	2622.07	91.77
180	2.23	1303.47	19.02	4.25	23.27	2640.85	92.43

III.1.11.7 Canal d'approche :

La hauteur totale du mur est déterminée par : $H_{ca} = H_d + R + P$

Le volume du canal d'approche est déterminé par : $V = S\,L = H_{ca}\,e\,2\,L$

Avec :

L : déterminée avec la carte topographique de site (L=50 m)

e : épaisseur du mur (e=0.5 m)

Tableau III-40 : Coût du canal d'approche

B (m)	H (m)	P (m)	H_{ca} (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (M DA)
50	3.79	14.47	19.06	19.06	953.01	33.36
60	3.57	13.63	18.00	18.00	899.99	31.50
70	3.36	12.82	16.98	16.98	849.20	29.72
80	3.19	12.18	16.17	16.17	808.37	28.29

90	3.03	11.57	15.40	15.40	770.07	26.95
100	2.89	11.03	14.72	14.72	736.14	25.76
120	2.68	10.23	13.71	13.71	685.33	23.99
140	2.50	9.54	12.84	12.84	641.80	22.46
160	2.34	8.9	12.04	12.04	602.14	21.07
180	2.23	8.5	11.53	11.53	576.64	20.18

III.1.11.8 Coût total du barrage :

Tableau III-41 : Coût du barrage

B (m)	H_d (m)	Digue	EC	TOTAL
50	3.79	553.64	304.40	858.04
60	3.57	545.48	315.29	860.76
70	3.36	537.91	320.45	858.36
80	3.19	531.45	325.38	856.83
90	3.03	525.78	327.34	853.12
100	2.89	520.77	328.60	849.37
120	2.68	513.01	334.06	847.07
140	2.50	506.56	336.26	842.82
160	2.34	501.12	335.28	836.40
180	2.23	497.24	339.85	837.09
200	2.11	492.91	340.13	833.04

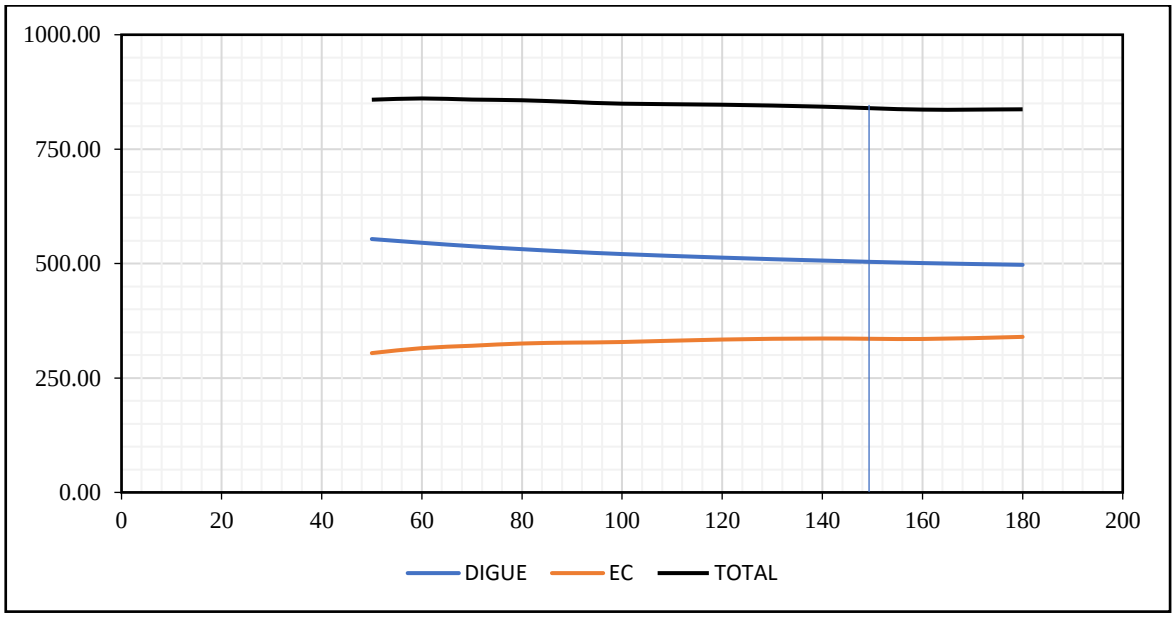


Figure III-18 : Courbe d'optimisation

On prend une largeur : **B = 150 m**

Tableau III-42 : Récapitulatif des résultats de l'étude de régularisation et du laminage

Dénomination	Unité	Valeurs
Volume mort	Mm^3	5.1
Volume utile	Mm^3	24.4
Volume NNR	Mm^3	29.5
Côte du fond	m NGA	1154
Côte NNR	m NGA	1175
Côte NPHE	m NGA	1177.42
Tassement	m	0.41
Revanche	m	3.2
Côte en crête	m NGA	1181.02
Largeur en crête	m	8
Débit évacué	m^3/s	1221.76
Largeur du déversoir	m	150
Charge déversante	m	2.42

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé toutes les caractéristiques hydrologiques du bassin, et les données nécessaires pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue tel que le débit de crue millénaire laminé, et la cote NNR sur laquelle on doit caler la crête du déversoir, aussi la largeur optimale du déversoir avec une charge déversante.

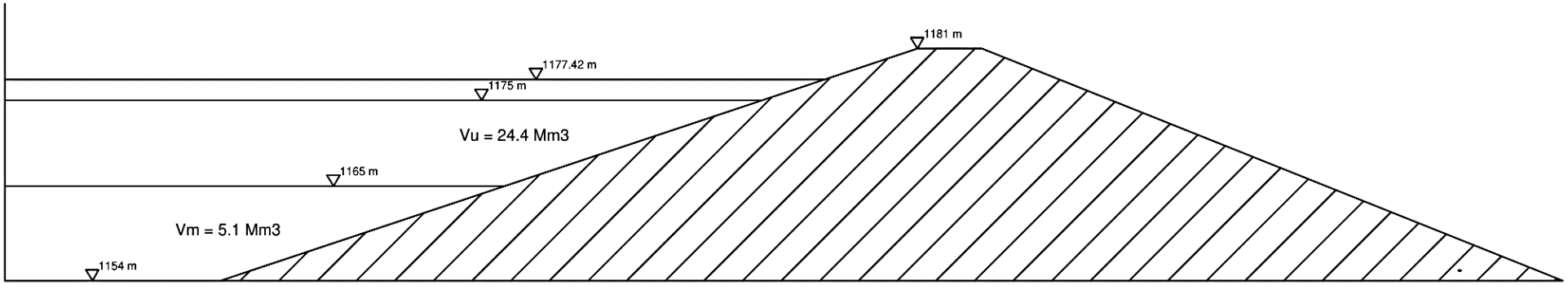


Figure III-19 : Schéma de la retenue

Chapitre IV : Etude des variantes

Chapitre IV Etude des variantes

Introduction :

Le barrage doit être équipé d'ouvrages annexes, tels que dérivation provisoire, tour d'arrivée d'eau et évacuateur de crues, qui font l'objet de notre étude. Le déversoir est une structure conçue pour permettre aux eaux de crue de traverser le barrage sans l'endommager, et pour empêcher le barrage d'être inondé en contrôlant le niveau d'eau maximum.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différentes critères :

1- **Le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement :**
   - Evacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe …)
   - Evacuateur en charge.
     - Evacuateur de crues en puits.
     - Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
     - Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

2- **L'emplacement par rapport à la digue :**
   - Evacuateur central.
   - Evacuateur latéral
     - Evacuateur latéral à entonnement frontal.
     - Evacuateur latéral à entonnement latéral.

3- **Mode de réglage du débit :**
   - Seuil vannée
   - Seuil non vannée.

Le choix du type d'évacuateur est basé sur des conditions technico-économiques (topographique, géologique, économiques)

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal (rectiligne, curviligne ou polygone) suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur tulipe l'eau transité vers l'aval en charge par une galerie ou une conduite de gros diamètre disposé sous le barrage ou latéralement en rive.

Le présent chapitre consiste à trouver la variante la plus répondus aux conditions technico-économiques.

Données :

- Le débit maximal à évacuer pour une période de retour 1000 ans : $\mathbf{Q_{év} = 1222 m^3/s}$
- La charge déversante : $\mathbf{H_d = 2.42\ m}$
- Largeur déversoir : **B = 150 m**

IV.1 Choix de la rive favorable :

Il se trouve que les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crue d'un aspect géologique (les deux rives sont stables). Mais pour la rive gauche l'implantation de l'évacuateur de crues est difficile, a cause de la pente importante qui entraine les phénomènes hydrauliques dangereux comme la cavitation. Donc on implante l'évacuateur sur la rive droite qui permet d'avoir un évacuateur rectiligne sur toute sa partie déversante et ses ouvrages (Coursier, chenal, bassin de dissipation).

IV.2 Evacuateur de crue latéral Labyrinthe :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal compose des éléments suivants :

- Canal d'approche.
- Déversoir.
- Chenal d'écoulement.
- Convergeant.
- Coursier.
- Bassin de dissipation.

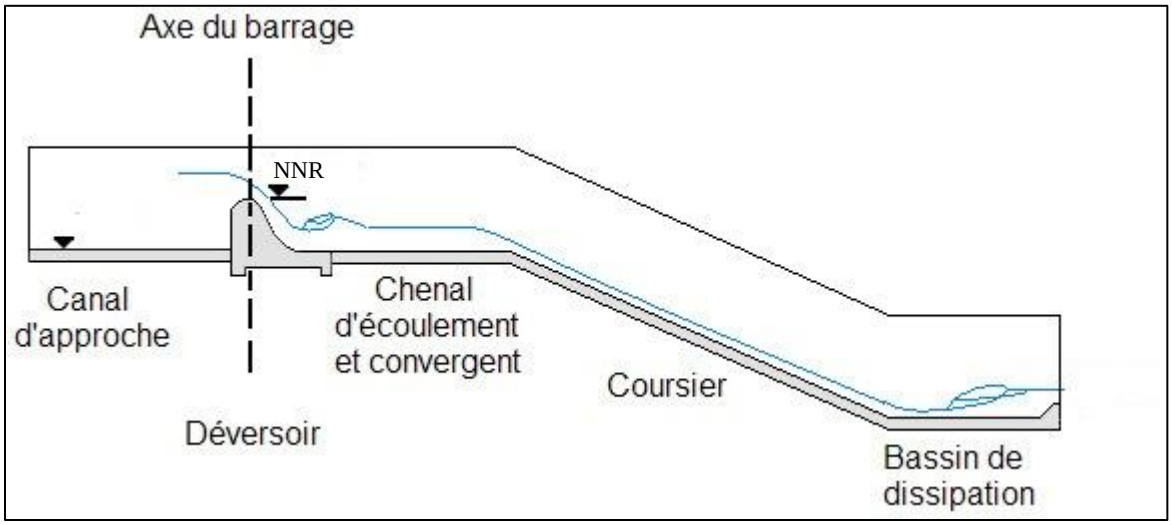


Figure IV-1 : Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.

IV.2.1 Canal d'approche

Le canal d'approche sert à guider les eaux de la crue vers le seuil déversant, en général l'écoulement est calme avec une vitesse faible (inférieure à la vitesse admissible du sol).

La vitesse d'approche :

$$V_a = \frac{Q_{év}}{S_c}$$

Avec :

- V_a : vitesse d'approche en (m/s).
- $Q_{év}$: Débit maximum à évacuer.
- S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire).

$$S_c = B\,h$$

Avec :

- B : Largeur du déversoir (m).
- h : Charge hydraulique (m).

$$h = H + P$$

- P : Hauteur de pelle.
- H : La charge.

$$0.4 < \frac{H}{P} < 1.6$$

On prend **P = 4.5 m**

$$h = 4.5 + 2.41 = 6.91\ m$$

$$V_a = \frac{1222}{6.91 \times 75} = 2.36\ m/s$$

V_a =2.36 m/s < V_{adm} =10 m/s (pas de risque d'érosion)

Hauteur du mur du canal d'approche :

$$H_m = H + P + R$$

$$R = 0.6 + 0.05\ V\ H^{\frac{1}{3}}$$

$$R = 0.6 + 0.05\ \times 2.36\ \times 2.41^{\frac{1}{3}} = 0.8\ m$$

$$H_m = 2.41 + 4.5 + 0.8$$

$$\mathbf{H_m = 7.7\ m}$$

IV.2.2 Le déversoir :

Le dimensionnement du déversoir type labyrinthe, implique la détermination de la configuration géométrique, triangulaire ou trapézoïdale, le nombre des cycles, la longueur W …etc.

On a:

Q_L = 1222 m^3/s ; B = 150 m ; H_d = 2.41 m ; P = 4.5 m ; W = 75 m

On détermine $\frac{l}{w}$ en fonction de $\frac{h}{p}$ et $\frac{Q_L}{Q_N}$ par l'abaque établie par (Hay and Taylor, 1970) :

$$Q_N = C_d W H_d^{\frac{3}{2}}$$

Avec :

- Q_N : Débit évacuer par déversoir frontale d'une largeur égale à la largeur du labyrinthe (m^3/s)
- W : Largeur du labyrinthe (m)
- H_d : Hauteur de la lame déversante (m)
- C_d : Coefficient du débit donné par la formule :

$$C_d = 1.77 + 0.22\frac{H_d}{P}$$

AN : $C_d = 1.77 + 0.22\frac{2.41}{4.5}$

On trouve $C_d = 1.9$

Alors : $Q_N = 1.9 \times 75 \times 2.41^{\frac{3}{2}}$

$$\boldsymbol{Q_N = 529.72\ m^3/s}$$

$\frac{Q_L}{Q_N} = 2.31$ et $\frac{H}{P} = 0.54$

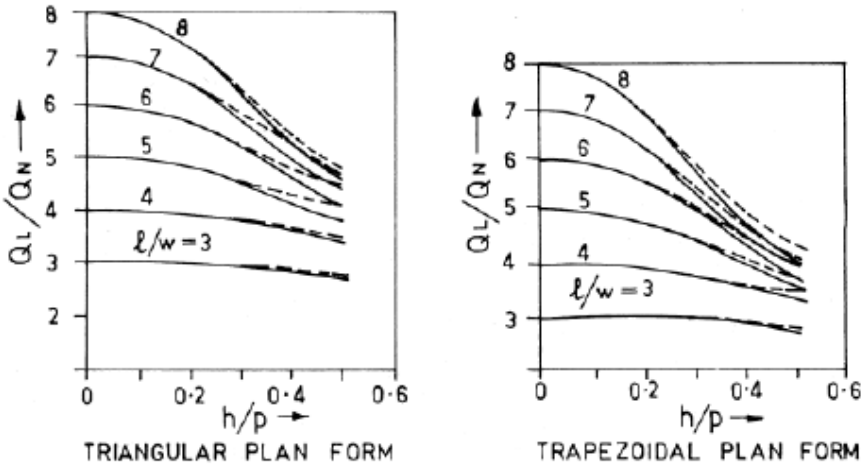


Figure IV-2 : Abaque pour la conception des labyrinthes (Hay and Taylor, 1970)

De l'abaque on trouve :

$$\frac{l}{W} = 2.8$$

On prend un nombre de cycle N = 4.

On calcul la longueur d'un cycle par :

$$l_{cycle} = \frac{l}{w} \times \frac{w}{N}$$

$$l_{cycle} = 52.5 \text{ m}$$

On a : $L_{cycle} = 4a + 2b$ (pour une forme trapézoïdale).

Avec : a et b : Les dimensions du labyrinthe.

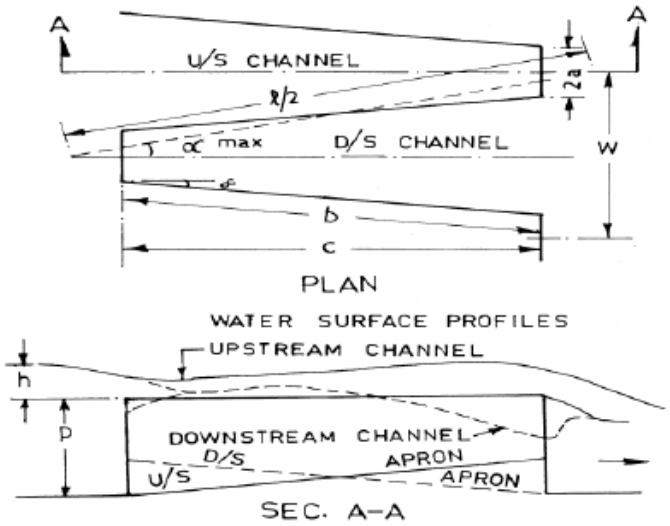


Figure IV-3 : Schéma explicatif des dimensions du labyrinthe (Khatsuria, 2004)

On prend $a = 2.5\ m$ donc $b = 21.25\ m$ et on vérifie que $\frac{\alpha}{\alpha_{max}} < 0.8$

$$\alpha = \arcsin\left(\frac{\frac{W}{2N} - 2a}{b}\right)$$

$$\alpha_{max} = \arcsin\left(\frac{\frac{W}{2N}}{\frac{l_{cycle}}{2}}\right)$$

On trouve : $\boldsymbol{\alpha = 11.88°}$ et $\boldsymbol{\alpha_{max} = 20.92°}$

$$\frac{\alpha}{\alpha_{max}} = 0.57 < 0.8$$

On a opté pour une crête arrondie au quart. Le calcul du rayon et l'épaisseur se fait par les formules suivantes :

$$t = \frac{P}{6}$$

$$r = \frac{P}{12}$$

On trouve : $t = 0.75m$ et $r = 0.375\ m$

Il est très difficile de déterminé la hauteur d'eau à l'intérieur du déversoir car il y a l'influence de déversement d'eau des coté des becs pour cela nous allons considérer une hauteur égale à la hauteur d'eau en amont du coursier.

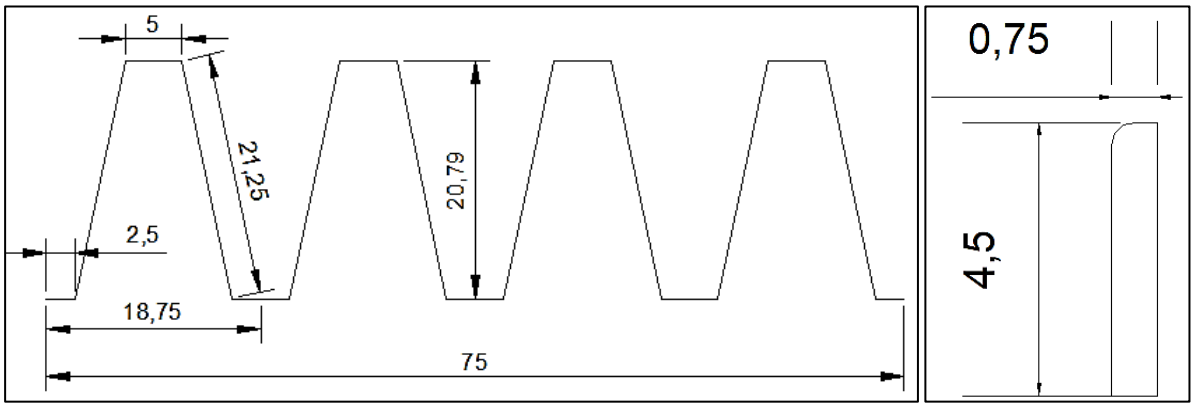


Figure IV-4 : Récapitulatif des résultats de dimensionnement du déversoir labyrinthe

IV.2.3 Coursier :

Le coursier conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

- **Calcul de la ligne d'eau :**

On a : $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 3\ m$ et $B = 75\ m$

Le calcul est basé sur la méthode d'intégration indirecte, cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2}$$

Avec :

- S_0 : pente du fond.
- S_f : pente de la ligne d'énergie.
- Fr : nombre de Froude

La pente S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning, l'équation devient :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}}$$

- n : Coefficient de rugosité.
- A : La section transversale (m^2).
- Q : Débit (m^3/s).
- R : Rayon hydraulique (m).
- B : Largeur du coursier (m).

On fait varier le y_i et on calcul la distance Δx correspondante en fonction de la profondeur moyenne.

- $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$
- $S_{moy} = B\, y_{moy}$
- $P_{moy} = B + 2\, y_{moy}$
- $R_{moy} = \frac{S_{moy}}{P_{moy}}$

On cumule les Δx jusqu'à la longueur $L_{coursier} = 113$ m , avec une pente $I_0 = 10.5$ % et n (Manning) $= 0.014$ (béton)

Tableau IV-1 Résultats du calcul de la ligne d'eau

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1-Fr^2$	G_0	I_0-G_0	Δx	L
3.00										0.00
2.96	2.98	223.50	80.96	2.76	1.02	-0.02	0.00	0.10	-0.01	-0.01
2.92	2.94	220.50	80.88	2.73	1.06	-0.06	0.00	0.10	-0.03	-0.03
2.88	2.90	217.50	80.80	2.69	1.11	-0.11	0.00	0.10	-0.04	-0.08
2.84	2.86	214.50	80.72	2.66	1.16	-0.16	0.00	0.10	-0.06	-0.14
2.80	2.82	211.50	80.64	2.62	1.21	-0.21	0.00	0.10	-0.08	-0.22
2.76	2.78	208.50	80.56	2.59	1.26	-0.26	0.00	0.10	-0.10	-0.32
2.72	2.74	205.50	80.48	2.55	1.32	-0.32	0.00	0.10	-0.12	-0.44
2.68	2.70	202.50	80.40	2.52	1.37	-0.37	0.00	0.10	-0.15	-0.59
2.64	2.66	199.50	80.32	2.48	1.44	-0.44	0.00	0.10	-0.17	-0.76
2.60	2.62	196.50	80.24	2.45	1.50	-0.50	0.00	0.10	-0.20	-0.95
2.56	2.58	193.50	80.16	2.41	1.58	-0.58	0.00	0.10	-0.22	-1.18
2.52	2.54	190.50	80.08	2.38	1.65	-0.65	0.00	0.10	-0.25	-1.43
2.48	2.50	187.50	80.00	2.34	1.73	-0.73	0.00	0.10	-0.29	-1.72
2.44	2.46	184.50	79.92	2.31	1.82	-0.82	0.00	0.10	-0.32	-2.04
2.40	2.42	181.50	79.84	2.27	1.91	-0.91	0.00	0.10	-0.36	-2.39
2.36	2.38	178.50	79.76	2.24	2.01	-1.01	0.00	0.10	-0.40	-2.79
2.32	2.34	175.50	79.68	2.20	2.11	-1.11	0.00	0.10	-0.44	-3.23
2.28	2.30	172.50	79.60	2.17	2.22	-1.22	0.00	0.10	-0.48	-3.71
2.24	2.26	169.50	79.52	2.13	2.34	-1.34	0.00	0.10	-0.53	-4.24
2.20	2.22	166.50	79.44	2.10	2.47	-1.47	0.00	0.10	-0.58	-4.82
2.16	2.18	163.50	79.36	2.06	2.61	-1.61	0.00	0.10	-0.64	-5.46
2.12	2.14	160.50	79.28	2.02	2.76	-1.76	0.00	0.10	-0.70	-6.16
2.08	2.10	157.50	79.20	1.99	2.92	-1.92	0.00	0.10	-0.77	-6.93
2.04	2.06	154.50	79.12	1.95	3.10	-2.10	0.01	0.10	-0.84	-7.77
2.00	2.02	151.50	79.04	1.92	3.28	-2.28	0.01	0.10	-0.92	-8.69
1.96	1.98	148.50	78.96	1.88	3.49	-2.49	0.01	0.10	-1.00	-9.69
1.92	1.94	145.50	78.88	1.84	3.71	-2.71	0.01	0.10	-1.09	-10.78
1.88	1.90	142.50	78.80	1.81	3.95	-2.95	0.01	0.10	-1.20	-11.98

1.84	1.86	139.50	78.72	1.77	4.21	-3.21	0.01	0.10	-1.31	-13.29
1.80	1.82	136.50	78.64	1.74	4.49	-3.49	0.01	0.10	-1.43	-14.72
1.76	1.78	133.50	78.56	1.70	4.80	-3.80	0.01	0.10	-1.57	-16.29
1.72	1.74	130.50	78.48	1.66	5.14	-4.14	0.01	0.10	-1.72	-18.01
1.68	1.70	127.50	78.40	1.63	5.51	-4.51	0.01	0.10	-1.89	-19.89
1.64	1.66	124.50	78.32	1.59	5.92	-4.92	0.01	0.09	-2.07	-21.97
1.60	1.62	121.50	78.24	1.55	6.37	-5.37	0.01	0.09	-2.28	-24.25
1.56	1.58	118.50	78.16	1.52	6.86	-5.86	0.01	0.09	-2.52	-26.77
1.52	1.54	115.50	78.08	1.48	7.41	-6.41	0.01	0.09	-2.79	-29.56
1.48	1.50	112.50	78.00	1.44	8.02	-7.02	0.01	0.09	-3.09	-32.65
1.44	1.46	109.50	77.92	1.41	8.70	-7.70	0.02	0.09	-3.44	-36.09
1.40	1.42	106.50	77.84	1.37	9.45	-8.45	0.02	0.09	-3.84	-39.93
1.36	1.38	103.50	77.76	1.33	10.30	-9.30	0.02	0.09	-4.31	-44.24
1.32	1.34	100.50	77.68	1.29	11.25	-10.25	0.02	0.08	-4.85	-49.09
1.28	1.30	97.50	77.60	1.26	12.32	-11.32	0.02	0.08	-5.50	-54.59
1.24	1.26	94.50	77.52	1.22	13.53	-12.53	0.03	0.08	-6.28	-60.87
1.20	1.22	91.50	77.44	1.18	14.90	-13.90	0.03	0.08	-7.22	-68.09
1.16	1.18	88.50	77.36	1.14	16.47	-15.47	0.03	0.07	-8.39	-76.48
1.12	1.14	85.50	77.28	1.11	18.27	-17.27	0.03	0.07	-9.86	-86.34
1.08	1.10	82.50	77.20	1.07	20.33	-19.33	0.04	0.07	-11.78	-98.12
1.04	1.06	79.50	77.12	1.03	22.72	-21.72	0.04	0.06	-14.35	-112.48

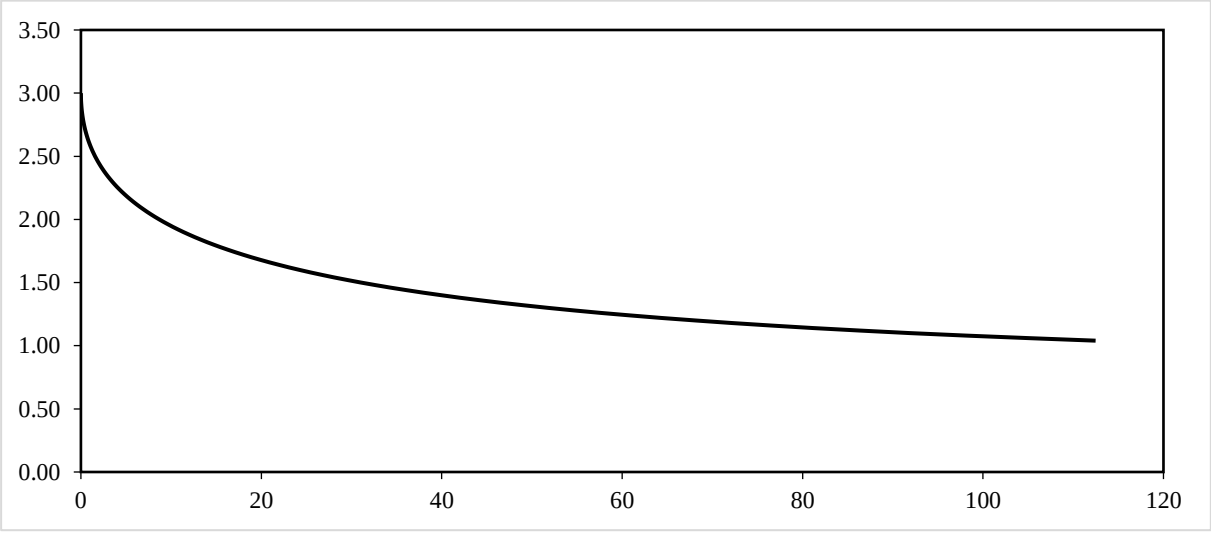


Figure IV-5 : La ligne d'eau coursier

- **Détermination de la hauteur des murs bajoyers :**

La hauteur des murs est déterminée comme suit :

$$H_m = H + R$$

Avec :

- H_m : Hauteur mur (m) ;
- H : Hauteur d'eau (m) ;
- R : Revanche (m), elle est calculée par la formule : $R = 0.6 + 0.05 \times Va \times H_d^{\frac{1}{3}}$

- **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier**

La vitesse élevée dans le coursier a un risque sur l'érosion du fond à cause de la cavitation ; Le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou V > V_{cr}. Où Vcr est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{critique} = 6.63\sqrt{g\,R\cos\theta}\sqrt{1+\frac{0.0011}{R^2}}\left(1+\frac{8.71\,n}{R^{\frac{1}{6}}}\right)$$

Avec :

- $V_{critique}$: Vitesse critique (m/s).
- R : Rayon hydraulique (m).
- θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.
- n : coefficient de rugosité.

Tableau IV-2 : Hauteurs des murs bajoyers

L	H	V	R	Hmur	Rayon	$V_{critique}$	Condition
0	3.00	5.43	1.01	4.0	2.78	37.96	Vérifiée
10.8	1.92	8.49	1.14	3.1	1.83	30.99	Vérifiée
19.9	1.68	9.70	1.19	2.9	1.61	29.14	Vérifiée
29.56	1.52	10.72	1.23	2.7	1.46	27.82	Vérifiée
39.93	1.40	11.64	1.26	2.7	1.35	26.78	Vérifiée
54.6	1.28	12.73	1.30	2.6	1.24	25.69	Vérifiée
68.09	1.20	13.58	1.33	2.5	1.16	24.93	Vérifiée
76.48	1.16	14.05	1.35	2.5	1.13	24.54	Vérifiée
86.34	1.12	14.55	1.37	2.5	1.09	24.14	Vérifiée
98.12	1.08	15.09	1.38	2.5	1.05	23.73	Vérifiée
113.00	1.04	15.67	1.40	2.4	1.01	23.31	Vérifiée

IV.2.4 Bassin de dissipation :

A la fin du coursier l'eau atteint une vitesse et une énergie très élevées, ce débit avec sa vitesse peut endommager le lit du cours d'eau, la seule solution pour contrôler l'écoulement est de dissiper une partie de cette énergie afin d'avoir un régime fluvial dans le canal de restitution.

- **Type du bassin de dissipation :**

Le type du bassin de dissipation est en fonction du nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin, Selon la classification USBR il y a trois types (Durand et al., 1999)

- Si $2.5 \leq Fr \leq 4.5$ on conçoit un dissipateur Type I.
- Si $Fr \geq 4.5$ Alors :
  - Dissipateur Type II si V < 15 m/s.
  - Dissipateur Type III si V > 15 m/s.

On a $y_1 = 1.04$ m et $V_1 = 15.37$ Donc $Fr_1 = 4.81$.

Donc pour notre cas on opte pour un bassin de dissipation Type III.

- **Conception du bassin de dissipation type III :**

La hauteur conjuguée y_2 :

$$\frac{y_2}{y_1} = 0.5\left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1\right)$$

On obtient : **y_2 = 6.06 m**

Par l'abaque suivante on trouve la longueur du bassin de dissipation

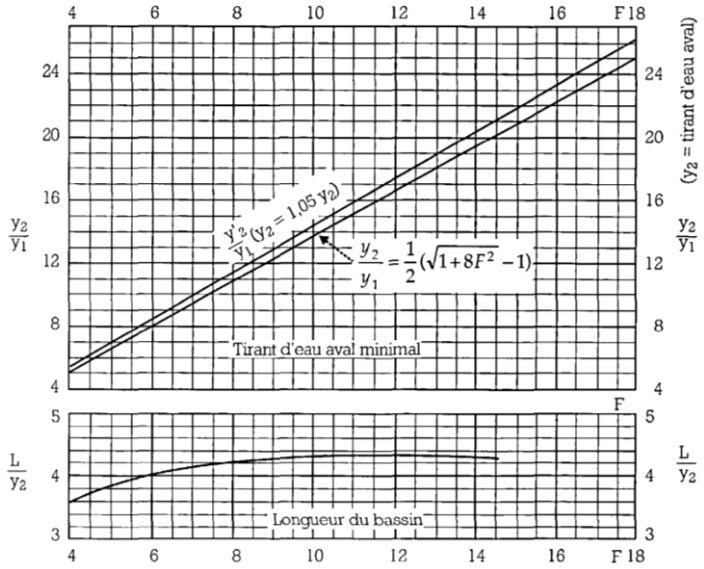


Figure IV-6 abaque détermination des paramètres et dimensions du dissipateur type III (Durand et al., 1999)

On trouve $\frac{L}{y_2} = 3.8$ alors **L = 24 m**.

- Les blocs de chute ont une largeur et une hauteur égalent à y_1 et sont espacés de y_1.
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0.2\, y_2 = 1.21$ m ≈ 1.25 m.
- Largeur et espacement : $0.15\, y_2 = 0.909$ m ≈ 1 m
- Epaisseur : $0.02\, y_2 = 0.12$ m ≈ 0.15m

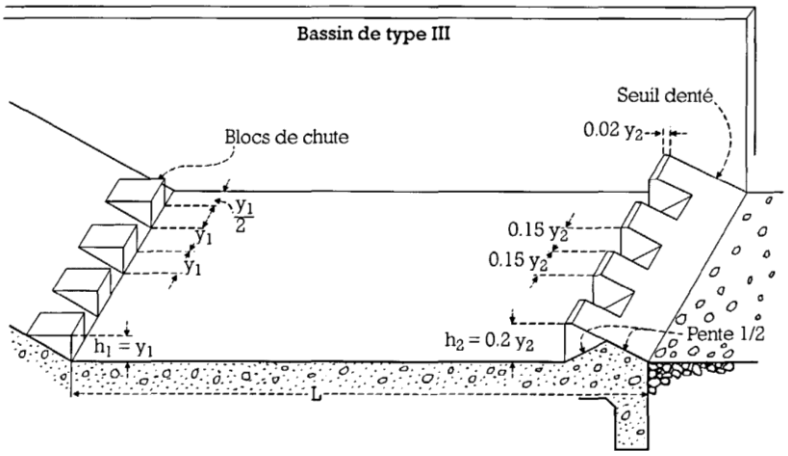


Figure IV-7 : Schéma du bassin de dissipation type III (Durand et al. 1999)

Hauteur des murs bajoyers :

$$H_{mur} = H + R$$

$$R = 0.5 + 0.06\left(\frac{1222}{6.06 * 75}\right)6.06^{\frac{1}{3}} = 0.8$$

Donc : $H_{mur} = 6.06 + 0.8 = 6.85\ m$

IV.2.5 Canal de fuite :

Le canal de fuite sert à conduire l'eau du bassin de dissipation vers le cours d'eau naturel. Le canal projeté est de section trapézoïdale (m=1) et une largeur b=75 m et une pente i=0.1%.

- **Profondeur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015\ \sigma_{cr}^2\right) K$$

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

On obtient : K = 3 ; $\sigma_{cr} = 0.04$; $h_{cr} = 2.96$ m

- **Pente critique :**

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

Avec :

- Q : Débit (m^3/s).
- S_{cr} : Surface mouillé (m^2)
- C_{cr} : Coefficient de Chézy, donné par : $C_{cr} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$
- Rcr : Rayon hydraulique (m).

On trouve : $S_{cr} = 222.17\ m^2$; $R_{cr} = 2.75$ m ; $C_{cr} = 84.52$

Donc : $I_{cr} = 0.15\ \%$

- **Profondeur normale** :

$$Q = \frac{1}{n}(bh_n + mh_n^2)\left(\frac{bh_n + mh_n^2}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}}\right)^{\frac{2}{3}}\sqrt{i}$$

On résoudre l'équation on trouve $h_n = 3.11\ m$

- **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = 5.24\ m/s$$

IV.3 Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral :

Ce type d'évacuateur de crue est composé de :

- Canal d'amenée.
- Déversoir.
- Auge de réception.
- Chenal d'écoulement.
- Coursier.
- Bassin de dissipation.
- Canal de fuite ou canal de restitution.

Le déversement se fait latéralement, le coefficient du débit $\mu_0 = 0.39$, on calcul la nouvelle longueur déversante par la formule :

$$L = \frac{Q}{\mu_0 h_d^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}}$$

Avec :

- l : Longueur du déversoir latéral (m).
- Q : Débit déversé (m^3/s).
- μ_0 : Coefficient de débit.
- h_d : Hauteur de la lame déversante (m).
- g : Accélération de la gravité.

IV.3.1 Canal d'approche :

On a : $0.4 < \frac{P}{H_d} < 1.6$

On prend $P = 3.5\ m$

La vitesse d'approche :

$$V_a = \frac{Q_{év}}{S_c}$$

Avec :

- V_a : vitesse d'approche en (m/s).
- $Q_{év}$: Débit maximum à évacuer.
- S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire).

$$S_c = B\,h$$

Avec :

- B : Largeur du déversoir (m).
- h : Charge hydraulique (m).

$$h = H + P$$

- P : Hauteur de pelle.
- H : La charge.

$$h = 3.5 + 2.41 = 5.91\ m$$

$$V_a = \frac{1222}{5.91 \times 189} = 1.09\ m/s$$

V_a =1.09 m/s < V_{adm} =10 m/s (pas de risque d'érosion)

Hauteur du mur du canal d'approche :

$$H_m = H + P + R$$

$$R = 0.6 + 0.05\ V\ H^{\frac{1}{3}}$$

$$R = 0.6 + 0.05\ \times 1.09 \times 2.41^{\frac{1}{3}} = 0.67\ m$$

$$H_m = 2.41 + 4.5 + 0.67$$

$$\mathbf{H_m = 6.6\ m}$$

IV.3.2 Déversoir :

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendantes de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir WES à paroi amont verticale et paroi aval mince pour éviter la création des zones de cavitation.

- **La partie amont du déversoir :**

Elle est calculée par la formule :

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B - Y)^2}{B^2} = 1$$

Avec :

- X, Y : Coordonnées horizontale et verticale du profil amont du déversoir.
- A, B : Rayons de l'ellipse. (Déterminée à partir de l'abaque).

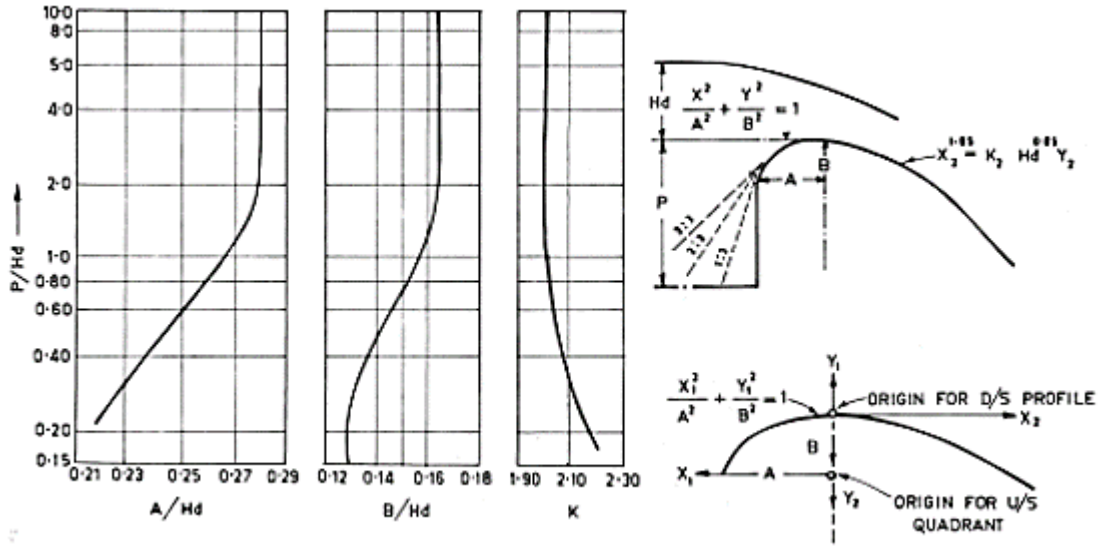


Figure IV-8 : Abaque de calcul pour la partie amont du déversoir (Murphy, 1973)

Par l'abaque on trouve :

$$\frac{A}{H'_d} = 0.28 \rightarrow A = 0.46 \text{ m}$$

$$\frac{B}{H'_d} = 0.165 \rightarrow 1.64 \text{ m}$$

Par la formule précédente on calcul les coordonnées :

Tableau IV-3 : Coordonnées du parement amont du déversoir.

x	y
0.00	0.00
-0.22	-0.20
-0.30	-0.40
-0.36	-0.60
-0.40	-0.80
-0.42	-1.00
-0.44	-1.20
-0.46	-1.40
-0.46	-1.60
-0.46	-1.64

- **La partie aval du déversoir :**

La formule générale établie par l'USCE est

$$X^n = KH_d^{n-1}Y$$

Avec :

- X, Y : Coordonnées horizontale et verticale du profil amont du déversoir.
- K, n ; paramètre dépendant de la pente de la paroi amont du déversoir.

Tableau IV-4 : Valeurs des paramètres K et n

Pente	K	n
Verticale	2	1.85
1 : 3	1.936	1.836
2 : 3	1.939	1.81
3 : 3	1.873	1.776

On détermine la charge déversante :

On a $H_e = 2.41$ m et $V_a = 1.09$ m/s alors $H_d = H_e - \frac{V_a^2}{2g} = 2.35$ m

On a $H_d < 10$m donc $H'_d = 0.7\ H_e = 1.64$ m

On détermine X_{dt} par la formule suivante :

$$X_{dt} = 0.485\ H'_d\ (K\ \alpha)^{1.176}$$

Avec : K et α : paramètres adimensionnel (K = 2 ; α = 1).

On trouve : $X_{dt} = 1.8$ m

On détermine les coordonnées du parement amont avec la formule précédente :

Tableau IV-5 : Coordonnées du parement aval du déversoir.

x	y
0.00	0.00
0.20	-0.02
0.40	-0.06
0.60	-0.13
0.80	-0.22
1.00	-0.33
1.20	-0.46
1.40	-0.61
1.60	-0.78
1.80	-0.97

Tableau IV-6 : Coordonnées du profil du déversoir complet.

x	y	x (suite)	y (suite)
-0.46	-3.50	0.00	0.00
-0.46	-1.64	0.20	-0.02
-0.46	-1.60	0.40	-0.06
-0.46	-1.40	0.60	-0.13
-0.44	-1.20	0.80	-0.22
-0.42	-1.00	1.00	-0.33
-0.40	-0.80	1.20	-0.46
-0.36	-0.60	1.40	-0.61
-0.30	-0.40	1.60	-0.78
-0.22	-0.20	1.80	-0.97
		4.33	-3.50

La ligne d'eau :

On les coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES à paroi amont verticale :

$H/H_d = 0.5$		$H/H_d = 1$		$H/H_d = 1.33$	
$X=x/H_d$	$Y=y/H_d$	$X=x/H_d$	$Y=y/H_d$	$X=x/H_d$	$Y=y/H_d$
-1	-0.49	-1	-0.933	-1	-1.21
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.11
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.06
0	-0.371	0	-0.755	0	-1
0.2	-0.3	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.2	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.32	0.8	-0.569
1	0.258	1	-0.145	1	-0.411
1.2	0.48	1.2	0.055	1.2	-0.22
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

Pour notre cas on a $\frac{H}{H_d} = 1.03$ on détermine par interpolation les coordonnées de la surface de la nappe liquide.

Tableau IV-7 : Coordonnées de la nappe liquide.

x/Hd	y/Hd	X	Y
-1.03	-0.96	-2.41	2.25
-0.82	-0.94	-1.93	2.21
-0.62	-0.92	-1.45	2.15
-0.41	-0.89	-0.97	2.09
-0.21	-0.84	-0.48	1.98
0.00	-0.78	0.00	1.82
0.21	-0.70	0.48	1.64
0.41	-0.60	0.97	1.41
0.62	-0.48	1.45	1.12
0.82	-0.33	1.93	0.77
1.03	-0.15	2.41	0.35
1.23	0.06	2.89	-0.13
1.44	0.30	3.38	-0.71
1.64	0.58	3.86	-1.36
1.85	0.88	4.34	-2.07

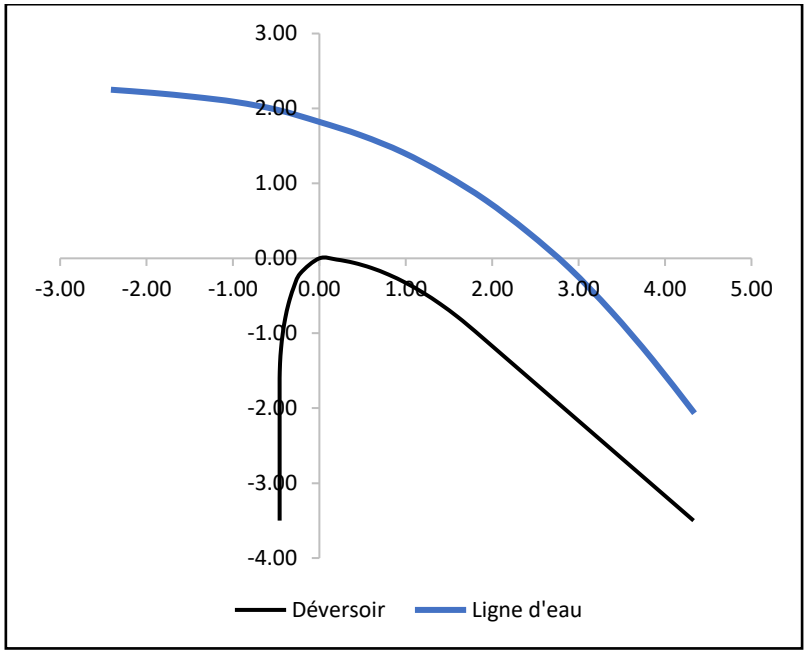


Figure IV-9 : Profil du déversoir WES

IV.3.3 Auge de réception :

Les conditions d'écoulement dans le réservoir de réception après déchargement dépendent de deux écoulements qui se correspondent et ont des propriétés différentes. Le premier flux perpendiculaire à l'axe longitudinal du fossé est formé par le jet déversé après la fin du déversoir. Le deuxième flux est le flux principal, qui se produit dans le sens longitudinal et est affecté par la gravité. En raison de l'interaction entre les deux courants d'eau, un mouvement en spirale complexe se forme et il y a une forte expression d'irrégularité dans le niveau d'eau du profil horizontal. Dans le cas d'un écoulement important, la vitesse latérale dans la tranchée peut dépasser la vitesse longitudinale principale de l'écoulement, ce qui entraînera une élévation soudaine du niveau d'eau près de la paroi opposée du déversoir.

Pour des raisons économiques et topographique la largeur du fond est variée du 29 à 40 m, et on divise en plusieurs sections de 16 m chacune.

Le débit considéré pour chaque section est calculé par la formule :

$$Q_x = \mu_0 x \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$$

On fait varier la vitesse de tel sort on aura un vitesse max de 6m/s à la fin du l'auge de réception.

Le tirant d'eau égale : $h = \frac{Q}{b\,V}$

la pente de la ligne d'eau dans chaque section calculée par la formule de Cheezy :

$$I = \frac{V^2}{CR^2}$$

Avec : $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

La perte de charge entre deux sections adjacentes :

$$\Delta h = x\, I_{moy}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Résultats de calcul de l'auge de réception

Section	X_i	Q	V	S	b_i	h_i	R	I	I_{moy}	Dh
11	160	1222.00	6.00	203.67	40.00	5.09	4.06	0.0035	0.0072	1.15
10	144	1118.55	6.00	186.43	39.00	4.78	3.84	0.0037	0.0061	0.87
9	128	1015.10	5.00	203.02	38.00	5.34	4.17	0.0023	0.0049	0.62
8	112	911.65	5.00	182.33	37.00	4.93	3.89	0.0026	0.0046	0.52
7	96	808.20	4.50	179.60	36.00	4.99	3.91	0.0021	0.0044	0.42
6	80	704.75	4.50	156.61	35.00	4.47	3.56	0.0023	0.0042	0.34
5	64	601.30	4.00	150.33	34.00	4.42	3.51	0.0019	0.0041	0.26
4	48	497.85	4.00	124.46	32.00	3.89	3.13	0.0022	0.0040	0.19
3	32	394.40	3.50	112.69	31.00	3.64	2.94	0.0018	0.0043	0.14
2	16	290.95	3.50	83.13	30.00	2.77	2.34	0.0025	0.0049	0.08
1	0	187.50	3.00	62.50	29.00	2.16	1.88	0.0024		

On considère que la cote du fond dans la première section égale à la côte du seuil de déversoir soit 1175 m, la côte initiale de la ligne d'eau dans l'auge est : 1175 + h

Dans la 2ème section, la côte de la ligne d'eau se diminue par la valeur de la perte de charge entre section 1 et 2, et la côte du fond est égale à la côte de la ligne d'eau moins le tirant d'eau dans cette section. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Résultats de calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception

Section	Xi	Côte ligne d'eau	Côte fond
1	0	1177.16	1175.00
2	16	1177.08	1174.31
3	32	1176.94	1173.30
4	48	1176.75	1172.86
5	64	1176.49	1172.07
6	80	1176.15	1171.68
7	96	1175.73	1170.74
8	112	1175.21	1170.29
9	128	1174.59	1169.25
10	144	1173.72	1168.94
11	160	1172.56	1167.47

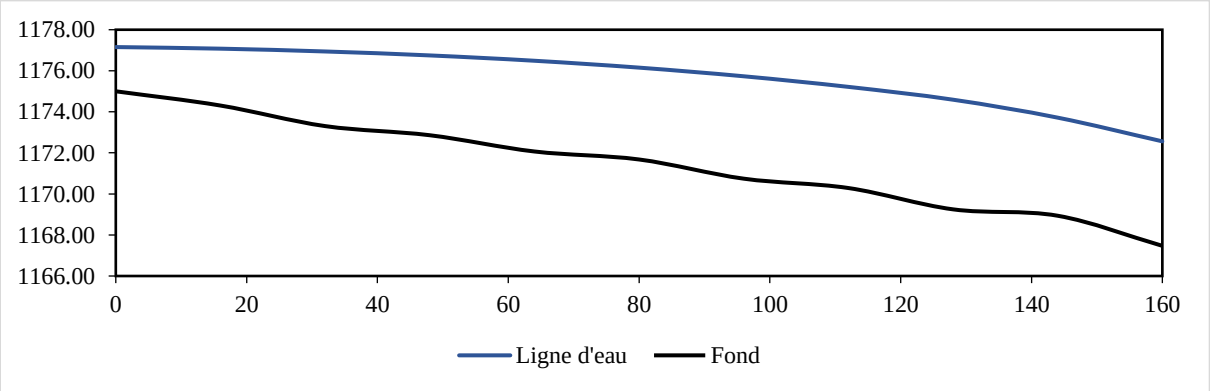


Figure IV-10 : Profil en long de l'auge de réception

Les murs bajoyers :

Pour le déversoir et l'auge de réception, la hauteur des murs doit être au même niveau que celle de la crête de la digue.

IV.3.4 Chenal d'écoulement :

Le chenal d'écoulement suit directement l'auge de réception, ce dernier a une largeur de 40 m et une pente 0.4 %, le régime d'écoulement doit être fluvial.

Profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

On trouve : $h_c = 4.57$ m

Pente critique :

$$Ic = \left(\frac{Q\ n\ (b + 2h_c)^{\frac{2}{3}}}{(b\ h_c)^{\frac{5}{3}}} \right)^2$$

On trouve : $I_c = 0.49\ \%$

Profondeur normale :

Par la formule de Cheezy, on trouve : $h_n = 4.86$ m

Hauteur des murs bajoyers :

En amont du chenal la hauteur des murs bajoyers est la même que celle de l'auge de réception, en aval la hauteur est détermine avec :

$$H_{mur} = H + R$$

Avec : $R = 0.5 + 0.06\ V\ H^{\frac{1}{3}}$

On trouve : $H_{mur} = 6$ m

IV.3.5 Coursier :

Le passage du chenal d'écoulement au coursier se fait avec un changement du pente brusque afin d'assurer de passer d'un régime fluvial à un régime torrentiel.

La pente du coursier est 10.5 % avec une longueur de 113 m et une largeur de 40 m

$$h_c = 4.57 \text{ m}$$

Le calcul se fait de la même façon dans le coursier de l'évacuateur latéral labyrinthe, en déterminant la ligne d'eau jusqu'à atteindre la longueur du coursier.

Tableau IV-10 : Résultats de calcul de la ligne d'eau.

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1\text{-}FR^2$	G_0	$I_0\text{-}G_0$	Δx	L
4.57										0.00
4.53	4.55	181.80	49.09	3.70	1.01	-0.01	0.00	0.10	-0.01	-0.01
4.49	4.51	180.20	49.01	3.68	1.04	-0.04	0.00	0.10	-0.02	-0.02
4.45	4.47	178.60	48.93	3.65	1.07	-0.07	0.00	0.10	-0.03	-0.05
4.41	4.43	177.00	48.85	3.62	1.10	-0.10	0.00	0.10	-0.04	-0.09
4.37	4.39	175.40	48.77	3.60	1.13	-0.13	0.00	0.10	-0.05	-0.13
4.33	4.35	173.80	48.69	3.57	1.16	-0.16	0.00	0.10	-0.06	-0.20
4.29	4.31	172.20	48.61	3.54	1.19	-0.19	0.00	0.10	-0.07	-0.27

4.25	4.27	170.60	48.53	3.52	1.23	-0.23	0.00	0.10	-0.09	-0.36
4.21	4.23	169.00	48.45	3.49	1.26	-0.26	0.00	0.10	-0.10	-0.46
4.17	4.19	167.40	48.37	3.46	1.30	-0.30	0.00	0.10	-0.12	-0.58
4.13	4.15	165.80	48.29	3.43	1.34	-0.34	0.00	0.10	-0.13	-0.71
4.09	4.11	164.20	48.21	3.41	1.38	-0.38	0.00	0.10	-0.15	-0.85
4.05	4.07	162.60	48.13	3.38	1.42	-0.42	0.00	0.10	-0.16	-1.01
4.01	4.03	161.00	48.05	3.35	1.46	-0.46	0.00	0.10	-0.18	-1.19
3.97	3.99	159.40	47.97	3.32	1.50	-0.50	0.00	0.10	-0.20	-1.39
3.93	3.95	157.80	47.89	3.30	1.55	-0.55	0.00	0.10	-0.21	-1.60
3.89	3.91	156.20	47.81	3.27	1.60	-0.60	0.00	0.10	-0.23	-1.84
3.85	3.87	154.60	47.73	3.24	1.65	-0.65	0.00	0.10	-0.25	-2.09
3.81	3.83	153.00	47.65	3.21	1.70	-0.70	0.00	0.10	-0.27	-2.36
3.77	3.79	151.40	47.57	3.18	1.75	-0.75	0.00	0.10	-0.30	-2.66
3.73	3.75	149.80	47.49	3.15	1.81	-0.81	0.00	0.10	-0.32	-2.98
3.69	3.71	148.20	47.41	3.13	1.87	-0.87	0.00	0.10	-0.34	-3.32
3.65	3.67	146.60	47.33	3.10	1.93	-0.93	0.00	0.10	-0.37	-3.68
3.61	3.63	145.00	47.25	3.07	2.00	-1.00	0.00	0.10	-0.39	-4.07
3.57	3.59	143.40	47.17	3.04	2.06	-1.06	0.00	0.10	-0.42	-4.49
3.53	3.55	141.80	47.09	3.01	2.14	-1.14	0.00	0.10	-0.45	-4.94
3.49	3.51	140.20	47.01	2.98	2.21	-1.21	0.00	0.10	-0.48	-5.42
3.45	3.47	138.60	46.93	2.95	2.29	-1.29	0.00	0.10	-0.51	-5.92
3.41	3.43	137.00	46.85	2.92	2.37	-1.37	0.00	0.10	-0.54	-6.46
3.37	3.39	135.40	46.77	2.90	2.45	-1.45	0.00	0.10	-0.57	-7.04
3.33	3.35	133.80	46.69	2.87	2.54	-1.54	0.00	0.10	-0.61	-7.65
3.29	3.31	132.20	46.61	2.84	2.64	-1.64	0.00	0.10	-0.65	-8.30
3.25	3.27	130.60	46.53	2.81	2.73	-1.73	0.00	0.10	-0.69	-8.99
3.21	3.23	129.00	46.45	2.78	2.84	-1.84	0.00	0.10	-0.73	-9.72
3.17	3.19	127.40	46.37	2.75	2.94	-1.94	0.00	0.10	-0.78	-10.49
3.13	3.15	125.80	46.29	2.72	3.06	-2.06	0.00	0.10	-0.82	-11.31
3.09	3.11	124.20	46.21	2.69	3.18	-2.18	0.01	0.10	-0.87	-12.19
3.05	3.07	122.60	46.13	2.66	3.30	-2.30	0.01	0.10	-0.92	-13.11
3.01	3.03	121.00	46.05	2.63	3.44	-2.44	0.01	0.10	-0.98	-14.09
2.97	2.99	119.40	45.97	2.60	3.58	-2.58	0.01	0.10	-1.04	-15.13
2.93	2.95	117.80	45.89	2.57	3.72	-2.72	0.01	0.10	-1.10	-16.23

2.89	2.91	116.20	45.81	2.54	3.88	-2.88	0.01	0.10	-1.17	-17.40
2.85	2.87	114.60	45.73	2.51	4.05	-3.05	0.01	0.10	-1.24	-18.63
2.81	2.83	113.00	45.65	2.48	4.22	-3.22	0.01	0.10	-1.31	-19.94
2.77	2.79	111.40	45.57	2.44	4.40	-3.40	0.01	0.10	-1.39	-21.34
2.73	2.75	109.80	45.49	2.41	4.60	-3.60	0.01	0.10	-1.48	-22.81
2.69	2.71	108.20	45.41	2.38	4.81	-3.81	0.01	0.10	-1.57	-24.38
2.65	2.67	106.60	45.33	2.35	5.03	-4.03	0.01	0.10	-1.66	-26.04
2.61	2.63	105.00	45.25	2.32	5.26	-4.26	0.01	0.10	-1.77	-27.81
2.57	2.59	103.40	45.17	2.29	5.51	-4.51	0.01	0.10	-1.88	-29.69
2.53	2.55	101.80	45.09	2.26	5.77	-4.77	0.01	0.10	-2.00	-31.69
2.49	2.51	100.20	45.01	2.23	6.05	-5.05	0.01	0.09	-2.13	-33.82
2.45	2.47	98.60	44.93	2.19	6.35	-5.35	0.01	0.09	-2.27	-36.08
2.41	2.43	97.00	44.85	2.16	6.67	-5.67	0.01	0.09	-2.42	-38.50
2.37	2.39	95.40	44.77	2.13	7.01	-6.01	0.01	0.09	-2.58	-41.08
2.33	2.35	93.80	44.69	2.10	7.38	-6.38	0.01	0.09	-2.75	-43.83
2.29	2.31	92.20	44.61	2.07	7.77	-6.77	0.01	0.09	-2.94	-46.78
2.25	2.27	90.60	44.53	2.03	8.19	-7.19	0.01	0.09	-3.15	-49.93
2.21	2.23	89.00	44.45	2.00	8.64	-7.64	0.01	0.09	-3.38	-53.31
2.17	2.19	87.40	44.37	1.97	9.12	-8.12	0.02	0.09	-3.63	-56.94
2.13	2.15	85.80	44.29	1.94	9.64	-8.64	0.02	0.09	-3.90	-60.84
2.09	2.11	84.20	44.21	1.90	10.20	-9.20	0.02	0.09	-4.20	-65.05
2.05	2.07	82.60	44.13	1.87	10.80	-9.80	0.02	0.09	-4.54	-69.58
2.01	2.03	81.00	44.05	1.84	11.46	-10.46	0.02	0.09	-4.91	-74.49
1.97	1.99	79.40	43.97	1.81	12.16	-11.16	0.02	0.08	-5.32	-79.81
1.93	1.95	77.80	43.89	1.77	12.93	-11.93	0.02	0.08	-5.79	-85.60
1.89	1.91	76.20	43.81	1.74	13.76	-12.76	0.02	0.08	-6.31	-91.91
1.85	1.87	74.60	43.73	1.71	14.66	-13.66	0.03	0.08	-6.90	-98.81
1.81	1.83	73.00	43.65	1.67	15.65	-14.65	0.03	0.08	-7.58	-106.39
1.77	1.79	71.40	43.57	1.64	16.72	-15.72	0.03	0.08	-8.35	-114.74

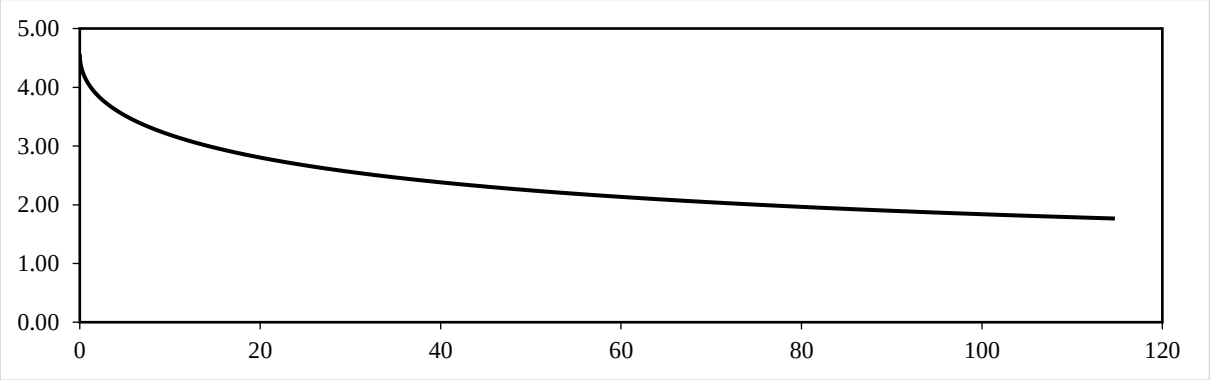


Figure IV-11 : Ligne d'eau coursier.

Tableau IV-11 : Hauteurs du mur bajoyers et vérification du phénomène d'aération.

L	H	V	R	H_{mur}	Rayon	$V_{critique}$	Condition
0	4.57	6.69	1.16	5.7	3.72	43.71	Vérifiée
10.5	3.17	9.65	1.31	4.5	2.73	37.66	Vérifiée
19.94	3.25	9.41	1.30	4.5	2.79	38.05	Vérifiée
29.7	2.57	11.91	1.42	4.0	2.27	34.45	Vérifiée
38.50	2.41	12.68	1.45	3.9	2.15	33.54	Vérifiée
49.93	2.25	13.58	1.49	3.7	2.02	32.56	Vérifiée
69.58	2.05	14.90	1.55	3.6	1.86	31.26	Vérifiée
79.81	1.97	15.51	1.57	3.5	1.79	30.72	Vérifiée
91.91	1.89	16.16	1.60	3.5	1.73	30.16	Vérifiée
98.81	1.85	16.51	1.61	3.5	1.69	29.88	Vérifiée
113.00	1.77	17.31	1.65	3.4	1.62	29.26	Vérifiée

IV.3.6 Bassin de dissipation :

On a : $y_1 = 1.77$ m et $V_1 = 17.26 \frac{m}{s}$ donc $Fr_1 = 4.14$

Alors on opte pour un dissipateur de type I ($Fr < 4.5$)

On calcul la hauteur conjuguée y_2 par la formule :

$$\frac{y_2}{y_1} = 0.5\ (\sqrt{8Fr^2 + 1} - 1)$$

On trouve : $y_2 = 9.52$ m

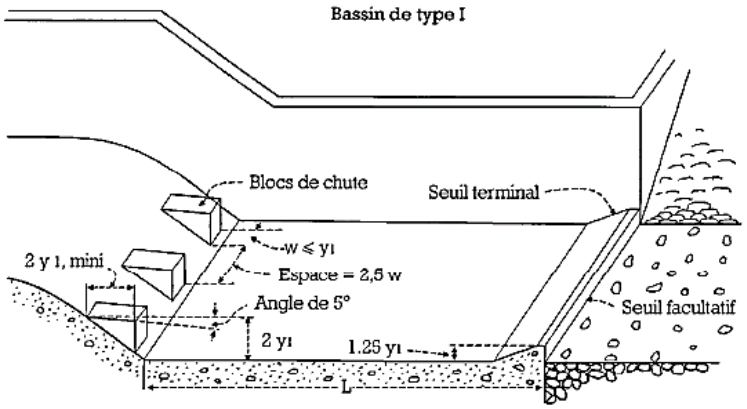


Figure IV-12 : Dimensions du bassin de dissipation Type I (Durand et al., 1999)

Dimensionnement des blocs de chute :

- Largeur : $w \leq y1 : w = 1.5$ m
- Espacement : $2.5\ w = 3.75$ m
- Hauteur et longueur : $2y_1 = 3.55$ m

Dimensionnement du seuil terminal :

Hauteur : $1.25\ y_1 = 2.2$ m

Longueur du bassin :

De l'abaque on trouve : $\frac{L}{y2} = 5.8$ Donc $L_{bassin} = 55.25$ m

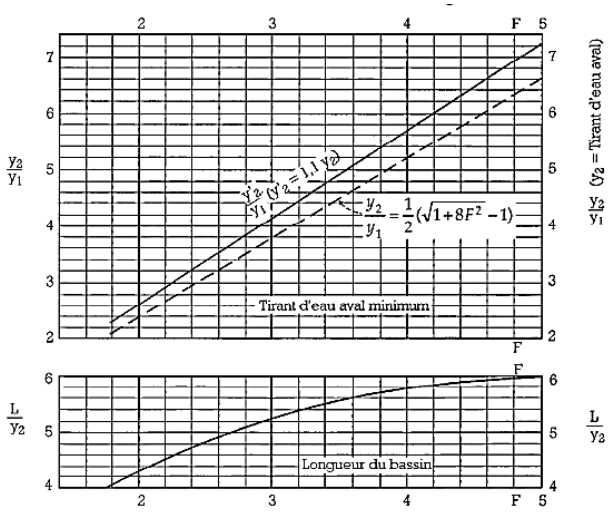


Figure IV-13 : Abaque de calcul de la longueur du bassin de dissipation Type I (Durand et al., 1999)

Hauteur du murs bajoyers :

$$H_{mur} = H + R$$

$$R = 0.5 + 0.06\left(\frac{1222}{9.52*40}\right)9.52^{\frac{1}{3}} = 0.9\ m$$

Donc : $H_{mur} = 9.52 + 0.9 = 10.42 \approx 11\ m$

IV.3.7 Canal de fuite :

Le canal de fuite sert à conduire l'eau du bassin de dissipation vers le cours d'eau naturel. Le canal projeté est de section trapézoïdale (m=1) et une largeur b=40 m et une pente i=0.1%.

- **Profondeur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015\ \sigma_{cr}^2\right) K$$

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

On obtient : K = 4.57 ; $\sigma_{cr} = 0.11$; $h_{cr} = 4.39$ m

- **Pente critique :**

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

Avec :

- Q : Débit (m^3/s).
- S_{cr} : Surface mouillé (m^2)
- C_{cr} : Coefficient de Chézy, donné par : $C_{cr} = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$
- Rcr : Rayon hydraulique (m).

On trouve : $S_{cr} = 175.7\ m^2$; $R_{cr} = 3.6$ m ; $C_{cr} = 88.43$

Donc : $I_{cr} = 0.17\ \%$

- **Profondeur normale** :

$$Q = \frac{1}{n}(bh_n + mh_n^2)\left(\frac{bh_n + mh_n^2}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}}\right)^{\frac{2}{3}}\sqrt{i}$$

On résoudre l'équation on trouve $h_n = 5.23$ m

- **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = 5.84\ m/s$$

Conclusion :

Après cette étude, nous avons conclu que les deux variantes sont techniquement et hydrauliquement réalisables, mais sont légèrement différentes sur le plan économique. La variante du déversoir latéral à entonnement latéral a le coût d'exécution plus élevé (en particulier plus d'excavation dans une rive rocheux). Donc on opte pour la variante du déversoir en labyrinthe.

Chapitre V : Tour de prise et vidange de fond

Chapitre V Tour de prise et vidange de fond

Introduction :

Après avoir choisi la variante de l'évacuateur de crue, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes en tenant compte du type du barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autre. Les ouvrages annexes prévus sont :

- La prise d'eau.
- Vidange de fond.

Chacune de ces ouvrages a des variantes différentes, représentant des avantages et des inconvénients, l'objectif est donc de choisir le type de structure le plus approprié (opérationnel-économique), c'est-à-dire technico-économique.

- Évacuer les sédiments pour éviter l'envasement du barrage et des prises d'eau.
- Contrôler le premier remplissage du réservoir.
- Élever le niveau d'eau au niveau requis.
- Vidange totale ou partielle du barrage.
- Évacuer une partie de l'eau lors de crues spéciales.

V.1 Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination. Dans notre cas l'eau est destinée à l'irrigation donc il faut tient en compte l'oxygénation de ces eaux (prélèvement à plusieurs étages) et le type de système d'adduction (gravitaire, refoulement).

V.1.1 Le choix de la variante :

Les variantes qui peuvent être projeté pour le barrage de Sidi Naceur sont :

- **Selon le type de prise :**
  - **Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

- **Toure de prise :**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à déférents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus conteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

➢ **Selon le type de l'ouvrage de prise :**

Les différents types d'ouvrage de prise sont très variés et dépendent de plusieurs facteurs géologiques, condition de stabilité et d'autre facteurs d'ordre économique et technique mais on peut les regrouper en deux catégories : Tour verticale et tour inclinée.

- **Tour incliné :**

L'implantation d'une tour de prise inclinée reposant sur les versants des rives (gauche ou droite) ou les talus sont très doux, elle n'est pas économique vue le cout de l'excavation et la hauteur importante de la tour.

- **Tour verticale :**

La région d'EL-Bayadh et Aflou ont une intensité sismique faible d'où l'implantation d'une tour de prise verticale s'avère économique.

V.1.2 Choix du type et emplacement de la tour :

En considérant la structure principale du barrage et les caractéristiques géomécaniques et topographique du terrain, la rive gauche est plus favorable à la disposition de la tour de prise. Cette dernière se trouve à l'amont de la vidange de fond, les ouvrages de prise d'eau et de conduite seront utilisés aussi pour la vidange de fond.

Et comme le diamètre de la conduite est faible on opte pour la variante d'une prise en charge.

V.1.3 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation.

La distribution mensuelle de la demande :

Tableau V-1 : Répartition mensuelle de la demande

Mois	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août	Total
Besoin Mm3	0.60	0.90	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	5.32

On dimensionne la conduite de prise par le débit maximum demandé :

Calcul du débit maximum :

Avec un temps de prise 12h/jour :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{0.9 \times 10^6}{31 \times 12 \times 3600} = 0.67\ m^3/s$$

$$Q = \mu A\sqrt{2gH}$$

Avec :

- Q : Débit demandé (m^3/s).
- μ : Coefficient de débit, on prend μ=0.3.
- A : Section transversale de la conduite (m^2).
- H : Charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval (m).

On prévoit 2 prises, une à 6 m en dessous du NNR et l'autre à 8 m : on trouve $H = 15\ m$

$$A = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gH}}$$

On trouve : $A = 0.13\ m^2$

$$D = \sqrt{\frac{4\ A}{\pi}}$$

On trouve : $D = 0.407 \approx 0.41\ m = 410\ mm$

Correction du coefficient du débit :

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

Avec :

- $\sum \varepsilon_i$: somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières. Tel que

$\sum \varepsilon_{entrée} = 0.5$; $\sum \varepsilon_{sortie} = 1$; $\sum \varepsilon_{vannes} = 0.2$.

$$\sum \varepsilon_{Lin} = \frac{\lambda L}{D}$$

Avec :

- λ : Coefficient de pertes de charges linéaires : $\lambda = 125\frac{n^2}{\frac{1}{D^3}}$.
- n : Coefficient de rugosité : n=0.01.
- D : Diamètre de la conduite (m).
- L: Langueur de la conduite (m), on a L = 156 m.

On trouve : $\lambda = 0.0169$ et $\sum \varepsilon_{Lin} = 6.45$ m. Donc : $\mu = 0.33$

On recalcule le diamètre on trouve :

$$D = 0.39 \text{ m} \approx 400 \text{ mm}$$

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi\left(\frac{D}{2}\right)^2} = 5.67 \text{ m/s}$$

V.2 Vidange de fond :

Les barrages modernes font généralement partie d'un projet de développement polyvalent. Ceux-ci peuvent notamment être utilisés pour fournir de l'eau potable et de l'eau industrielle, prévenir les crues et bien sûr également être utilisés pour produire de l'énergie hydroélectrique. La vidange par le bas est une partie importante du barrage. Il est notamment utilisé pour assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du réservoir.
- Le contrôle du plan d'eau en cas d'évènements particuliers, comme par exemple une instabilité des rives.
- Un abaissement du plan d'eau lors de dangers naturels.
- L'évacuation de dépôts de sédiments.

V.2.1 Types d'ouvrages de vidange de fond :

Il y a trois types :

1- Conduite de vidange en charge :

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses ou entrainer la formation de renards. On adopte généralement une conduite en acier enrobe en béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai.

2- Conduite à écoulement libre :

Pour les ouvrages relativement importants, ou s'il y a risque de transports solides à travers la vidange, on adopte des conduites de vidange à écoulement libre. La conduite peut être alors soit :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement) ;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'écoulement dans la conduite doit être aéré en aval de la vanne amont par un reniflard, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

3- Ouvrage de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, 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 le blocage de vannes.

V.2.2 Choix du type de l'ouvrage de vidange de fond :

Notre barrage est en terre donc la variante de vidange à batardeau est refusée, et la conduite en écoulement à surface libre à un inconvénient majeur du coût.

Donc on opte pour la variante de vidange en charge.

Tableau V-2 : Choix du type d'ouvrage de vidange de fond

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

Avec :

- H : Hauteur du barrage (m).
- V : Volume d'eau stocké (Mm^3).

$H^2\sqrt{V} = 3608 > 1500$ Donc on opte pour une galerie en béton armé.

V.2.3 Dimensionnement de vidange de fond :

Débit de vidange :

$$Q = \mu S\sqrt{2gh}$$

La surface du plan d'eau :

$$S(h) = 0.3425h - 397.53$$

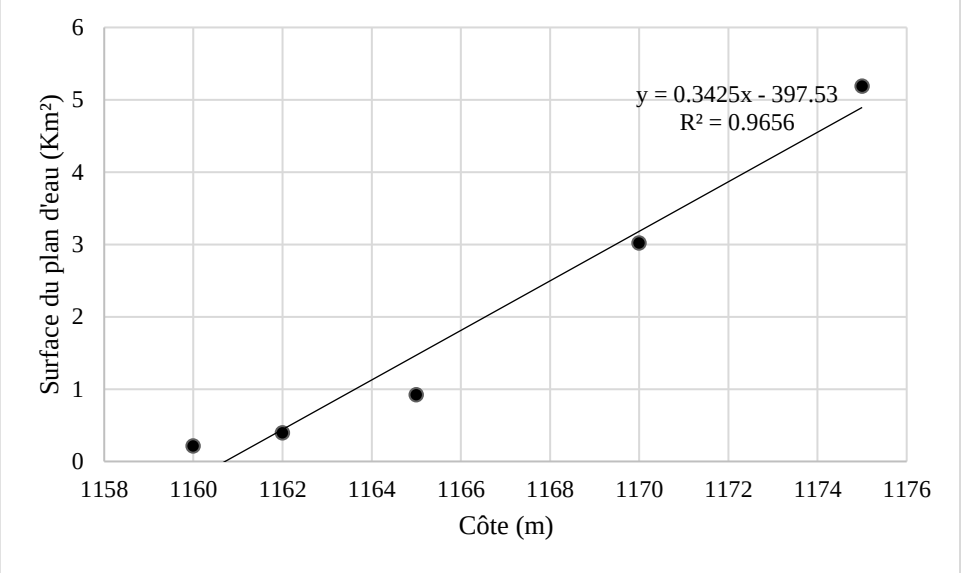


Figure V-1 : Courbe S=f(h)

On a :

$$Qdt = -S(h)dh$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + 1.7 + \frac{0.021L}{D^{1.3}}}} \frac{\pi D^2}{4}\sqrt{2g}dt = -\frac{S(h)}{\sqrt{h}}dh$$

On intègre entre un temps $t_0 = 0$ et t_1 pour des côtes correspondantes $h_0 = 1175\ m$ et $h_1 = 1165\ m$, on obtient :

$$T = \frac{4}{\pi D^2\sqrt{2g}}\sqrt{1 + 1.7 + \frac{0.021L}{D^{1.3}}}\int_{1175}^{1165} -\frac{S(h)}{\sqrt{h}}dh$$

On fait varier le diamètre et on calcule le temps de vidange correspondant. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-3 : Temps de vidange pour différents diamètres

D (m)	T (s)	T (j)
0.5	3458131.40	40.02
0.6	2203477.00	25.50
0.7	1512158.42	17.50
0.8	1095307.84	12.68
0.9	826555.06	9.57
1	644095.65	7.45
1.1	515026.95	5.96
1.2	420622.30	4.87
1.3	349631.30	4.05
1.4	294986.32	3.41
1.5	252077.48	2.92

On prend un diamètre de Ø1000, avec un temps de vidange : Tv = 7.45 jours.

Vitesse de sortie :

$$V_{sortie} = \mu\sqrt{2gh}$$

$$V_{sortie} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.7 + 0.021 \times \frac{156}{1^{1.3}}}}\sqrt{2 \times 9.81 \times 10}$$

$$V_{sortie} = 5.73\ m/s$$

Vitesse d'abaissement dans la retenue :

$$V_{abais} = \frac{h}{T_v} = \frac{10}{7.45}$$

$$V_{abais} = 1.34\ m/jour$$

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons pu dimensionner la tour de prise d'eau afin de satisfait les besoins d'irrigation avec 02 prises une à 6 m de NNR et l'autre à 8 m avec un diamètre de Ø400, ainsi le vidange de fond en charge pour un temps de vidange de 7.45 jours avec un diamètre Ø1000.

Chapitre VI : Organisation de chantier

Chapitre VI Organisation de chantier

Introduction :

Une bonne organisation sur site joue un rôle important dans la réduction du coût et du temps d'exécution des travaux. Ainsi, nos études incluront l'organisation du chantier du barrage de Sidi Naceur, tout en assurant :

-La vitesse d'exécution des différentes opérations.

-Économisez en synchronisant et en réduisant le travail.

-Organiser l'utilisation des équipements et du personnel tout en assurant leur sécurité.

Enfin, le projet fera l'objet d'une estimation quantitative pour évaluer le coût de construction du barrage.

VI.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur le chantier :

Avant d'entrer dans le vif des enjeux liés au chantier de construction du barrage, il est nécessaire de passer en revue les rôles des différentes personnes impliquées dans la construction.

VI.1.1 Maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VI.1.2 Maître de l'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI.1.3 Entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages.

L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI.2 Installation de chantier :

VI.2.1 Installations destinées au personnel :

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire :** Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1.25 m² par personne).

- **Les réfectoires :** nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1.5 m² par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installées dans l'abri ou dans un lieu couvert.

- **Les installations sanitaires :** Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.

- **Poste de secours :** Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.

- **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installations destinées à la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI.3 Les moyens humains :

Concernant les ressources humaines pour la réalisation des travaux, il est nécessaire de prouver la rationalité d'embaucher du personnel qualifié pour la réalisation des recherches préliminaires et de la construction en précisant leurs intitulés de poste et leurs compétences.

Le personnel nécessaire pour le projet est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers ;
- Contre maitre ;
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules ;
- Ouvriers ;
- Ferrailleurs ;
- Soudeurs ;
- Coffreurs ;
- Topographes ;
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil …) ;
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude ;
- Cadres dirigeants en coter financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier …

VI.4 Moyens matériels du chantier (engins) :

La réalisation d'un barrage en terre comme le barrage d'oued Sidi Naceur nécessite l'utilisation des divers engins :

Compacteurs :

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton ».

Motorgrader :

C'est le type de grader le plus utilisé, il sert à l'arasement des sols.

Pelle hydraulique :

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est utilisée pour des travaux :

- De terrassement
- D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière…)
- De réalisation et nettoyage de fossés et de talus…
- De fondations spéciales (forage, parois moulées…).

Niveleuse :

La niveleuse est utilisée pour entretenir la planéité de la piste et supprimer les matériaux tombés des bennes des engins. Elle a comme risque : marche avant arrière demi-tour changement d'allure.

Arroseuse :

Il permet d'éliminer la poussière soulevée par la circulation des engins et/ou par le vent elle a pour but :

- Assurer une bonne visibilité.
- Réduire l'exposition à la poussière du personnel.
- Réduire l'impact de la poussière sur l'environnement.

VI.5 Ordre d'exécution des travaux :

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- Prévention d'une route d'accès au chantier.
- Installation du chantier.
- Implantation des axes des différents ouvrages.
- Mise en place d'un pré batardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation dans la fondation de la digue.
- Construction de l'ouvrage de dérivation.
- Construction du batardeau.
- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond.
- Travaux des injections.
- Construction du corps du barrage la digue (noyau, filtre, drain, protection des talus)
- Construction d'évacuateur de crue.
- Mise en eau.

VI.6 Planification :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre.

VI.6.1 Technique de planification :

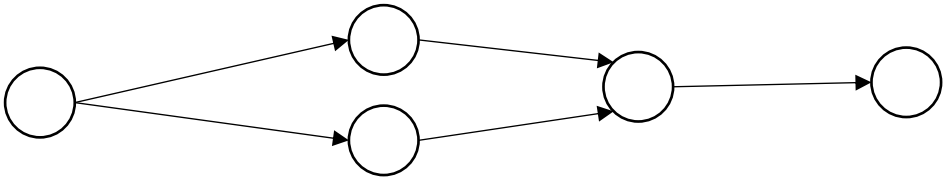
- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique
- Méthode du tableau

VI.6.1.1 Méthode basée sur le réseau :

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

Réseau à flèches :

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



Réseau à nœuds :

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



VI.6.2 Les étapes de la planification :

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

- **Collection des informations :** Une analyse des informations acquises par l'ANBT permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- **Décomposition du projet :** le projet sera décomposé en taches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin.
- **Attribution des durées de chaque opération :** Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points : le nombre de ressources (humains et matériels) et les dimensions du projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = Q\frac{N}{n}$$

Avec :

- Q : Quantité de travail.
- N : Rendement.
- n : Nombre d'équipes.

- **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.
- **Choix de la méthode de calcul**

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

VI.7 Construction du réseau :

Il convient d'effectuer les trois opérations suivantes pour la construction un réseau :

1- Etablissement d'une liste des tâches :

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

2- Détermination des tâches antérieurs :

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

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

3- Méthode de chemin critique (Critical path method) :

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

- 1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.
- 3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.7.1.1 Méthode de calcul CPM :

Les paramètres de la méthode :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

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

et :

- $DFP = DCP + TR$
- $DFP = DCP + TR$

Chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle. Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

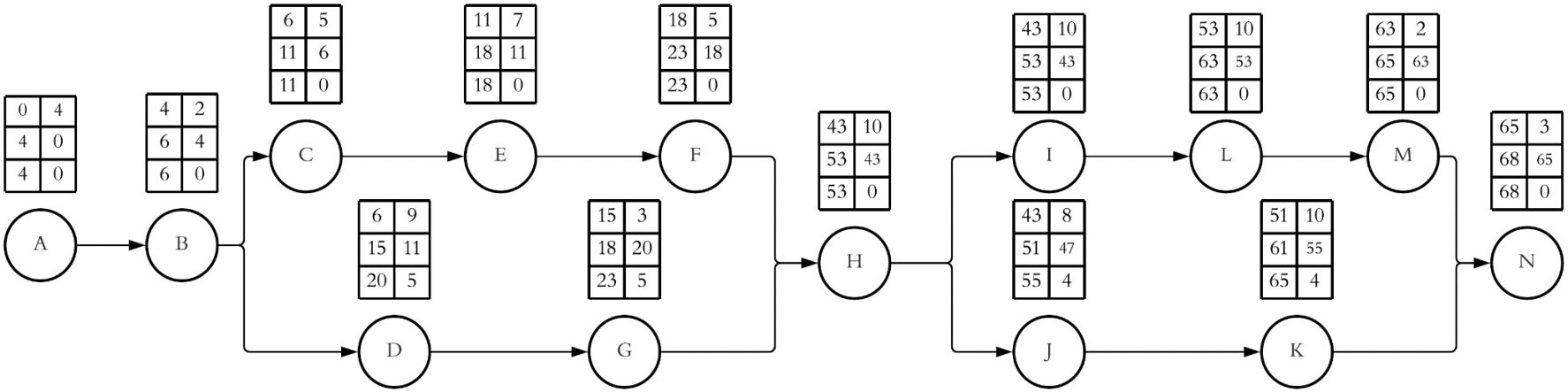
$$MT = 0$$

$$\sum TR_{cc} = DTP$$

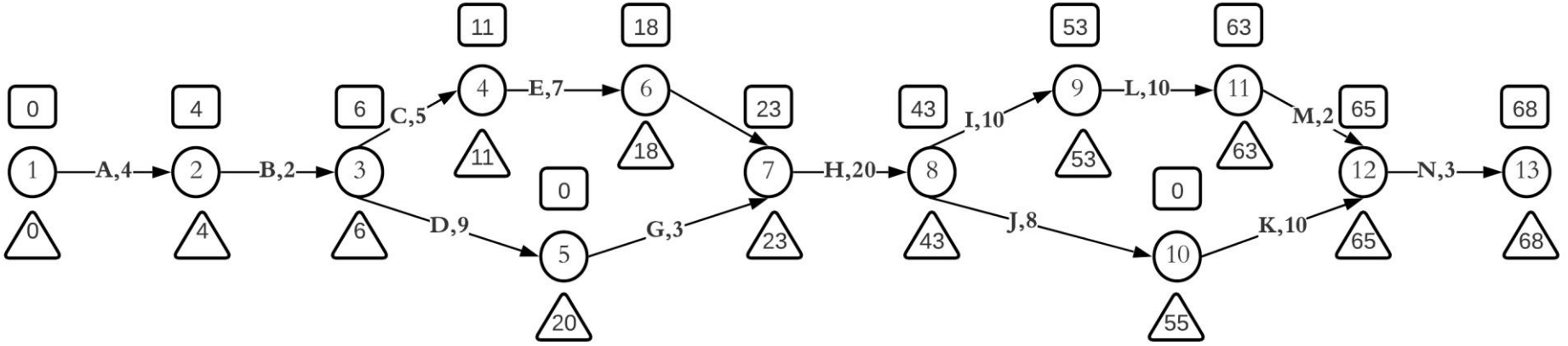
VI.7.2 Attribution des symboles et durée des opérations :

Opération	Symbole	Durée
Installation de chantier et accès	A	4
Installation concassage et centrale à béton	B	2
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued	C	5
Excavation clef rive droite (pour l'évacuateur de crue)	D	9
Excavation fondation rive droite (pour la galerie de dérivation)	E	7
Réalisation de la galerie de dérivation	F	5
Réalisation des batardeaux	G	3
Construction de la digue	H	20
Revêtement des talus de la digue	I	10
Constructions de déversoir et coursier	J	8
Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite	K	10
Réalisation de la tour de prise	L	10
Equipement hydromécaniques	M	3
Travaux de finition et mise en eau	N	3

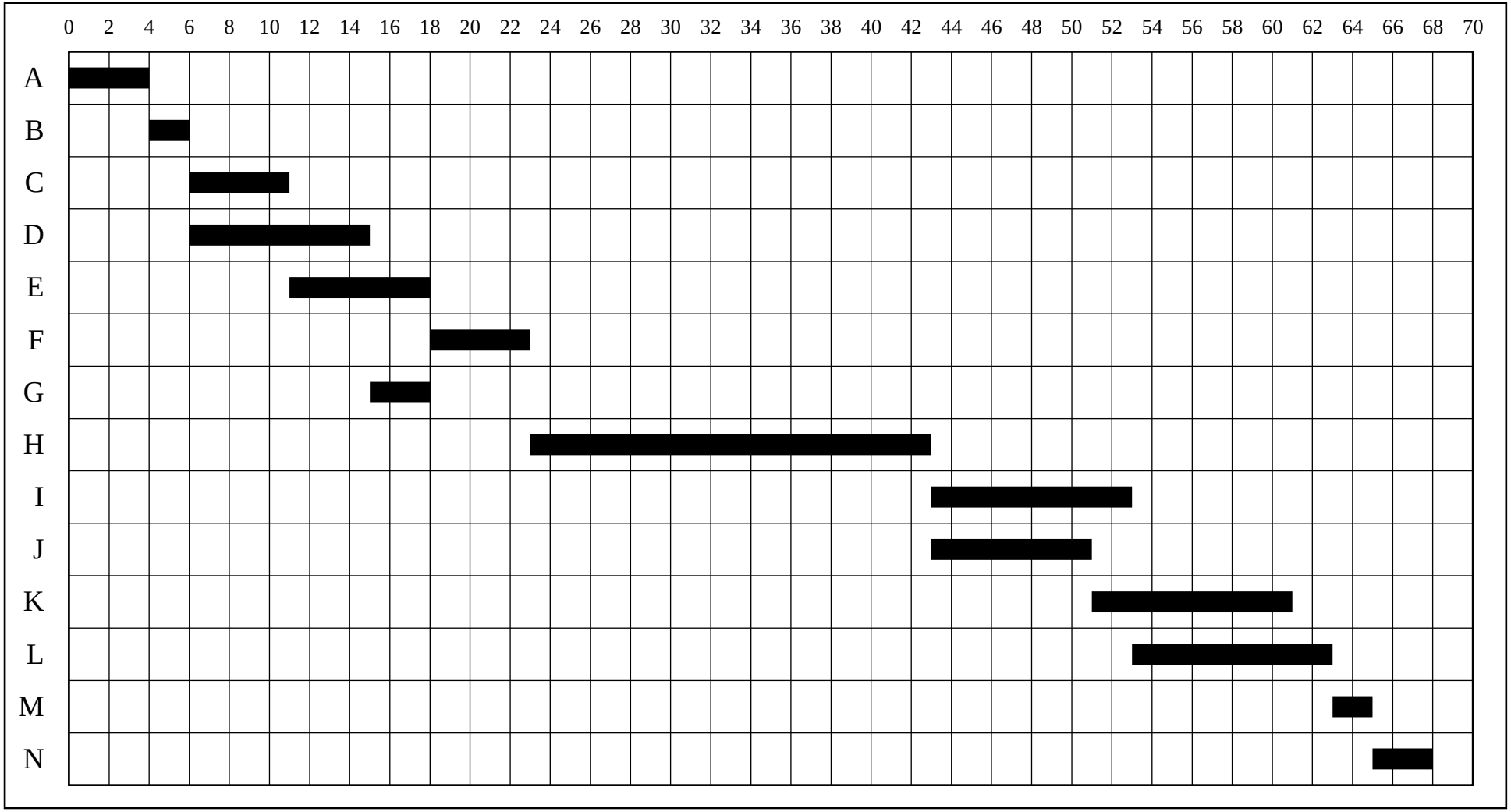
1) Réseau à nœuds :



2) Réseau à flèches :



3) Diagramme de Gantt :



Conclusion :

Après l'utilisation des deux méthodes de calculs de CPM on arrive à une durée totale de réalisation du barrage Sidi Naceur de 68 mois (environ 06 ans).

Conclusion générale :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier les ouvrages annexes du barrage Sidi Naceur sur oued Sidi Naceur commune d'Aflou dans la wilaya d'EL Bayadh, pour satisfaire les besoins en eau d'irrigation.

On a fait une étude géologique et géotechnique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour but de déterminer les différents paramètres du bassin versant et déterminer ainsi le débit à évacuer, la largeur optimale d'évacuateur de crues, et les différentes niveaux (NNR, NPHE…etc).

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sol avoisinant, et on a opté pour un évacuateur de crues ; entonnement latéral à Labyrinthe vu que cette variante présente un avantage économique.

Par la suite on a étudié les différents types des ouvrages annexes (tour de prise et vidange de fond), et on a les dimensionner afin d'assurer la sécurité de notre barrage et satisfaire les besoins de la région en eau d'irrigation.

On a fini par l'organisation de chantier qui sert à réaliser le projet dans le délai le plus court et à moindre coût, avec le calcul du temps de réalisation du projet et construction du réseau à nœuds et à flèches ainsi que le diagramme de Gantt.

Liste des références :

- Durand, J.-M., Royet, P., Mériaux, P., 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Editions Quae.
- Hay, N., Taylor, G., 1970. Performance and Design of Labyrinth Weirs. Journal of the Hydraulics Division 96, 2337–2357. https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0002766
- Khatsuria, R.M., 2004. Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators. CRC Press.
- Murphy, T.E., 1973. Spillway Crest Design. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Touaibia, B, 2004. Manuel pratique d'hydrologie.
- Touaibia, B, 2001. Régularisation des débitSs