

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour L'obtention Du Diplôme d'Ingénieur d'Etat
En Hydraulique

Thème :

**Etude et conception de l'évacuateur de crue
de barrage sidi khelifa
(w. Tizi Ouzou)**

Encadré par :

Mr. Y.MOULOUDI
Mr. H.NEHITI
Mme. N. BEN MEHIRESE

Réalisé par :

Mr. BEN ABBOU Djamel
Mr. AMOURA Amar

-Promotion juin 2010-

ENP 10, Avenue HASSEN BADI el Harrach Alger. Algérie

Résumé

Dans le cadre de la stratégie nationale de la mobilisation des eaux de surface et afin de les exploiter d'une manière optimale et rationnelle, l'Agence Nationale des Barrages et Transfert (ANBT) a développé une politique de réalisation des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages annexes méritent d'être approfondis. Ainsi, le projet que nous avons menée dans ce modeste travail est basé sur l'étude et la conception de l'évacuateur de crues du barrage de Sidi Khelifa qui situe à Azzefoun (w.Tizi Ouzou) et principalement sur l'Oued de Sidi Ahmed Youcef (OSAY).

Les mots clés : barrage, fiabilité, dimensionnement, évacuateur de crue.

Abstract

Under the national strategy of the mobilization of surface water and in order to exploit them in an optimal and rational way, the National Agency for Dams and Transfers (ANBT) developed a political of realization of the dams.

However the study, the choice and the dimensioning of annexes structures deserve further. Thus, the project that we carried out in this modest work is based on the study and the design of the spillway of Sidi Khelifa dam's which take place in Azzefoun (w.Tizi Ouzou) and focus on the wadi of Sidi Ahmed Youcef.

Key words : dam, reliability, dimensioning, spillway.

المخلص

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى تخزين المياه السطحية و لكي يتم استغلالها بطريقة مثلى و عقلانية ، الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات قد طورت سياسة إنشاء السدود والحواجز المائية. وعلى اثر ذلك، دراسة الاختيار الأمثل و تقدير الأبعاد الهندسية للمنشآت الملحقة تتطلب اهتمام أوسع ، و به فان المشروع المنجز في هذا العمل البسيط مركز على دراسة و تصميم مصرف الحملة لسدي خليفة الذي يقع في أزفون (و. تيزي وزو) و بالتحديد على واد سيدي احمد يوسف.

الكلمات المفتاحية : سد، يعتمد عليه، تقدير الأبعاد الهندسية ، مصرف الحملة.

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidé dans sa réalisation et ceux qui ont bien voulu le juger.

En premier lieu, nous exprimons notre profonde reconnaissance et nos sincères remerciements à **Mr. Yahia MOULOUDI**, Chargé de cours à l'École Nationale polytechnique d'Alger, pour avoir accepté de diriger ce travail et pour ses orientations dont nous avons bénéficié. Il nous a réservé des moments précieux de discussion et nous a facilité toutes les conditions pour mener à bien ce travail.

Nous remercions s'adressent aussi aux personnels de l'Agence National Des Barrages Et Transfert (ANBT), commençant par **Mr. ABAS**, **Mr. NEHITI** et **Mme. BEN MEHIRESE**, pour leurs conseils techniques et les discussions que l'on a eues. Sans oublier tous les ingénieurs de service technique (DET) et tout les gens qui travaillent à l'archive, qui nous ont bien accueillis, et pour le temps qu'ils nous ont consacré.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce modeste travail.

Merci.

AMOURA Amar

BEN ABBOU Djamel

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère, qui est tout pour moi et sans elle je ne suis rien.

A mon père qui est mon modèle.

A mes grandes mères, que j'aime plus que tout, que Dieu les garde pour moi.

A dada qui m'a encouragé et qui a toujours été la pour moi.

A mes frères et sœurs qui ont rempli ma vie de bonheur.

A les familles LAMRI et SERIK.

A mon binôme AMOURA Amar avec qui j'ai passé des moments inoubliables.

A mes amis Belkacem TCHATCHI et son binôme KADEM Ahmed qui sont comme des frères pour moi.

A tous mes amis de l'ENP et RUBA.

A toute la promotion 5^{ème} année hydraulique avec laquelle j'ai vécu des moments inoubliables.

A mes enseignants qui ont contribué à ma formation.

A toutes les personnes que je connais et que je n'ai pas citées.

A toute personne qui va lire cette thèse.

BEN ABBOU Djamel

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon père.

A ma très chère mère qui est ma plus chère au monde, que Dieu la garde pour moi.

A mon frère, et mes sœurs qui ont complété ma vie.

A toute ma famille, qui m'a toujours soutenue.

A mon binôme BEN ABBOU Djamel, avec qui j'ai passé des moments inoubliables.

A mes amis Belkacem TCHATCHI et son binôme KADEM Ahmed.

A tous mes amis de l'ENP, RUBA et REVOIL, qui ont partagé mes souvenirs.

A tous mes amis qui sont si nombreux, qui m'ont envahi de bonheur.

A toute la promotion 5^{ème} année hydraulique (2009-2010) avec laquelle j'ai vécu des moments inoubliables.

A tous mes enseignants, qui ont contribué à ma formation.

A toutes les personnes que je n'ai pas citées.

A toute personne qui va lire cette thèse.

AMOURA Amar

SOMMAIRE

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Introduction Générale.....	01
-----------------------------------	-----------

Chapitre I : Présentation De Barrage Sidi Khelifa

I.1. Introduction	03
I.2. L'étude Géologique Et Géotechnique.....	04
I.2.1. Le Principe D'étude Géologique.....	04
I.2.2. Principe D'une Etude Géotechnique	05
I.3. Etude Topographique	06
I.3.1. Etude Au Niveau De La Cuvette	06
I.3.1.1. Cartographie	06
I.3.1.2. Courbes Hauteur-Surface Et Hauteur-Volume.....	06
I.3.2. Etude Au Niveau De L'emprise Des Ouvrages.....	07
I.3.2.1. Plan Topographique	07
I.3.2.2. Coupes Topographique	07
I.4. Hydrogéologie.....	08
I.5. Géologie De La Cuvette.....	08
I.6. Géologie Du Site.....	09
I.7. Géomorphologie De Site	09
I.8. Hydrogéologie du site.....	10
I.8.1. Piézométrie.....	10
I.8.2. Perméabilité.....	11
I.9. Caractéristiques Des Terrains De Fondation	12
I.9.1. Couverture Colluviale Et Alluviale	12
I.9.2. Flysch	14
I.9.3. Paramètres Géotechniques Adoptés Pour La Fondation	16
I.10. Tectonique De La Région	16
I.11. Séismicité De La Région.....	17
I.12. Caractéristiques Des Matériaux De Construction	18
I.12.1. Matériaux Argileux.....	18
I.12.2. Matériaux Pour Les Recharges.....	19
I.12.2.1. Alluvions Du Lit Majeur	19
I.12.2.2. Colluvions Des Cônes De Déjection.....	20
I.12.2.3. Matériaux Pour Agrégats De Béton Et Drains / Filtres.....	21
I.13. Eau De L'oued Sidi Khelifa	22
I.14. Situation Climatique.....	22
I.14.1. Températures	22
I.14.2. Pluviométrie	23
I.14.3. La Rose Des Vents.....	24
I.14.4. La Neige	24

I.14.5. L'humidité.....	24
I.15. Barrage	25
I.15.1. Choix Du Site Et Du Type De Barrage.....	25
I.15.2. Choix De L'axe Du Barrage.....	26
I.15.2.1. Les Différents axes.....	26
I.15.2.2. Choix De L'axe	26
I.15.3. Détails Du Barrage	27
I.15.4. Stabilité Du Barrage.....	27
I.15.5. Risques De Liquéfaction	27
I.16. Conclusion Et Recommandations.....	28

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.1. Introduction.....	30
II.2. Description Du Bassin Versant	30
II.2.1. Situation De Bassin Versant.....	30
II.2.2. Caractéristiques Géométrique Du Bassin Versant.....	31
II.2.3. Caractéristiques Hydrographique.....	32
II.2.4. Le Réseau Hydrographique Du Bassin Versant	34
II.2.5. Le Profil En Long Dans Le Thalweg Principal.....	35
II.2.6. Temps De Concentration	36
II.2.7. Vitesse Moyenne De Ruissellement.....	37
II.2.8. Couvert Rocheux Et Végétation.....	37
II.2.9. Récapitulatif Des Paramètres Hydrauliques Et Géomorphologiques Du Bassin Versant.....	38
II.3. La Pluviométrie.....	39
II.3.1. Données Disponibles.....	39
II.3.2. L'analyse De L'homogénéité Et Des Corrélations.....	40
II.3.3. Comblement Des Lacunes	42
II.3.4. La Pluviométrie Moyenne Annuelle	43
II.3.5. La Pluviométrie Maximale Journalière.....	45
II.3.6. Pluie De Courte Duree	47
II.4. Les Apports Liquides	48
II.4.1. Formules Empiriques.....	48
II.4.2. Modèle Analogique.....	50
II.5. Répartition Mensuelle Des Apports.....	51
II.6. Etude Des Crues.....	52
II.6.1. Définition De La Crue	52
II.6.2. Evaluation Des Débits Maximum Des Crues.....	52
II.6.2.1. Les Formules Empiriques.....	52
II.6.2.2. Les Lois Statistiques.....	54
II.7. Hydrogramme De Crue.....	59
II.8. Transport Solide.....	60

II.9. Conclusion	63
------------------------	----

Chapitre 3 : conception sommaire de l'évacuateur de crue

III.1.Introduction	65
III.2.Composants D'un Evacuateur De Crue.....	65
III.2.1.Section De Contrôle.....	65
III.2.2.Chenal Ou Galerie De L'évacuation De Crue	65
III.2.3.Dissipateur D'énergie	66
III.3.Classification Des Evacuateurs	66
III.3.1.Critères D'utilisation.....	66
III.3.2.Critère D'exploitation	66
III.3.3.Loi Faisant Les Hauteurs D'eau Aux Débits.....	67
III.3.4.Critères Topographique.....	67
III.4.Déférents Types D'évacuateurs De Crue.....	67
III.5.Facteurs Intervenant Dans Le Choix Du Type D'évacuateur.....	68
III.5.1.La Qualité Des Prévisions De Crue.....	68
III.5.2.Séismicité De La Zone D'aménagement	69
III.5.3.La Durée Et Les Degrés D'utilisation.....	69
III.5.4.Les Conditions Topographiques Et Géologiques Particulières Du Site Aménagé.....	69
III.5.5.Le Type De Barrage.....	69
III.6.Choix De Type D'évacuateur	70
III.7.Les Différents Types De Déversoir	70
III.7.1.Les Avantages Et Les Inconvénients D'un Déversoir.....	71
III.7.2.Le Choix Du Profil Du Déversoir.....	72
III.8.Bassins De Dissipation.....	72
III.9.Conclusion.....	75

Chapitre 4 : Laminage De Crue

IV.1. Introduction.....	77
IV.2. Principe De Laminage.....	77
IV.3. Calcule Du Laminage Des Crues.....	77
IV.4. Le Choix De La Largeur b.....	80
IV.5.Conclusion	82

Chapitre 5 : Evacuateur De Crue

V.1. Introduction.....	84
V.2.Choix De L'emplacement De L'évacuateur	84
V.3.Les Données Du Laminage	84
V.4.Profil Du Déversoir.....	85

V.5.Bassin De Décharge (Chenal)	86
V.5.1.Calcul De La Hauteur D'entre Du Chenal.....	88
V.5.2.Calcul De La Ligne D'eau Dans Le Chenal.....	88
V.6.Le Coursier.....	90
V.6.1.Calcul De Premier Tronçon.....	90
V.6.2.Calcul Du 2 ^{eme} Tronçon.....	92
V.6.3.Calcul De La Ligne D'eau.....	93
V.7.Bassin De Dissipation.....	98
V.7.1.Choix Du Type Du Bassin De Dissipation.....	98
V.7.2.Dimensionnement De Bassin De Dissipation De Type III.....	98
V.8. Murs Bajoyers.....	100
Conclusion Générale.....	101
Bibliographie.....	102
Annexe.....	103

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : calcul du volume des cuvettes.....	07
Tableau I.2 : Récapitulation des Propriétés Géotechniques Essentielles des Flysch, des Colluvions et des Alluvions.....	16
Tableau I.3 : Accélérations des séismes SBE et SMD.....	17
Tableau I.4: Paramètres de Cisaillement.....	21
Tableau I.5 : Températures enregistrées à la ville d’Azzefoun (DUC Tizi Ouzou).....	22
Tableau I.6: Données de l’humidité relatives de l’air (commune d’Azzefoun).....	24
Tableau II.1 : Récapitulatif des paramètres hydrauliques et géomorphologiques du Bassin versant.....	38
Tableau II.2 : Comblement des lacunes Annuelle.....	42
Tableau II.3 : Statistiques de Base des Précipitations Annuelles (en mm) de la série de la moyenne des deux stations de YAKOUREN et de TAGMA.....	43
Tableau II.4 : Analyse Fréquentielle des Précipitations Annuelles de la série de la moyenne des deux stations de Yakouren et de Tagma.....	43
Tableau II.5 : Statistiques de Base des Précipitations Journalières Maximales (en mm) des deux Stations Pluviométriques de Yakouren et de Tagma.....	45
Tableau II.6 : Analyse Fréquentielle des Précipitations Maximales Journalières des deux Stations Pluviométriques de Yakouren et de Tagma.....	45
Tableau II.7 : Pluie de courte durée.....	47
Tableau II.8 : Apport annuel d’Azzefoun et de sidi khelifa.....	50
Tableau II.9 : apports moyens mensuels de sidi khelifa.....	51
Tableau II.10 : Statistiques des Débits Maximaux de sidi khelifa.....	54
Tableau II.11 : Hydrogramme des crues.....	58
Tableau III.1. Les avantages et les inconvénients d’un déversoir	71
Tableau IV.1. Tableaux récapitulatifs	79
Tableau IV.2. laminage des crues pour $b=80m$	81
Tableau V.1 : les coordonnées de Profil de GREAGER.....	85
Tableau V.2 : les caractéristiques de chenal.....	89
Tableau V.3 : les caractéristiques de 1 ^{er} tronçon de coursier	95
Tableau V.4 : les caractéristiques de 2 ^{eme} tronçon de coursier.....	96
Tableau V.5 : hauteurs des murs bajoyers.....	100

Liste Des Figures

Figure I.1 : localisation de barrage sidi khelifa.....	03
Figure I.2 : Déroulement des études géotechniques préliminaires.....	05
Figure I.3: Carte Piézométrique du Site du Barrage.....	10
Figure I.4 : Températures enregistrées à la ville d’Azzefoun.....	23
Figure I.5 : Données de l’humidité relatives de l’air (commune d’Azzefoun).....	25
Figure I.6 : La position des différents axes	26
Figure II.1: Plan de Situation Générale du Bassin Versant de Sidi Khelifa.....	30
Figure II.2.a : Délimitation du Bassin Versant de Sidi Khelifa à partir des Cartes Topographiques au 1/25 000.....	32
Figure II.2.b : Délimitation du Bassin Versant de Sidi Khelifa à partir du Modèle Numérique de Terrain SRTM avec le Réseau Hydrographique et les Ordres des Oueds.....	34
Figure II.3 : Courbe Hypsométrique du Bassin Versant de Sidi Khelifa.....	33
Figure II.4 : Profil en Long du Thalweg Principal du Bassin Versant de Sidi Khelifa.....	35
Figure II.5 : Carte du Couvert Végétal du Bassin Versant.....	37
Figure II.6: Cartes ANRH avec la Localisation des Stations Pluviométriques	39
Figure II.7: Précipitations Annuelles aux Stations Avoisinant le Bassin Versant de Sidi Khelifa.....	40
Figure II.8.a: Courbe de Double Cumul entre les Stations de YAKOUREN et celle de TAGMA.....	41
Figure II.8.b : Courbe de Double Cumul entre les Stations de Yakouren et la moyenne de YAKOUREN et de TAGMA.....	41
Figure II.9: Ajustement des lois (a) LogNormale et (b) Normale aux Précipitations Annuelles de la série de la moyenne des deux stations de Yakouren et de Tagma.....	44
Figure II.10 : Ajustement de Loi Lognormale aux Précipitations Maximales Journalières de la Station de Yakouren.....	46
Figure II.11: Ajustement de Loi Lognormale aux Précipitations Maximales Journalières de la Station deTagma.....	46
Figure II.12 : Pluie de courte durée.....	47
Figure II.13 : Apports Moyens Mensuels de sidi khelifa.....	51
Figure II.14 : Hydrogramme des crues pour différents périodes de retour.....	59
Figure III.1 : le bassin de dissipation de type I.....	74
Figure III.1 : le bassin de dissipation de type II.....	74
Figure III.1 : le bassin de dissipation de type III.....	74
Figure IV.1 : construction graphique de la méthode de GREAGER.....	79
Figure IV.2 : laminage des crues pour b=80m.....	80
Figure IV.3: Laminage des crues.....	82
Figure V.1 : Profil de GREAGER.....	86
Figure V.2 : la courbe Q=f(h).....	87
Figure V.3: Profil en long de chenal.....	90

Figure V.4 : la courbe $Q=f(h)$	92
Figure V.5 : la courbe $Q=f(h)$	93
Figure V.6 : Profil en long du 1 ^{er} tronçon.....	95
Figure V.7 : Profil en long du 2 ^{eme} tronçon.....	96
Figure V.8 : Profil en long de l'évacuateur de crue	97

Introduction Générale

Lors de la réalisation d'un projet de barrage, la fiabilité d'évacuation des crues doit être assurée, pour cela il faut le prémunir d'un évacuateur de crue contre sa destruction par submersion, car une telle destruction engendre une crue artificielle très dangereuse à l'aval pouvant mettre en péril la sécurité publique.

La fiabilité de dimensionnement d'un évacuateur de crue pour écarter tout danger de submersion éventuelle à la suite d'une mauvaise performance doit se faire en prenant en considération les paramètres suivants :

- Hydrologie : bonne estimation de la crue.
- L'information et la qualité de l'information.
- Géologie et sismique : - Bonne étude et une interprétation adéquate et rationnelle
- Construction réfléchie, prudente et rigoureuse.
- Hydraulique : - Capacité suffisante et satisfaisante.
- Fonctionnement correct et optimal.
- Structural : dépourvue de tous phénomène physique pouvant engendrer des Conséquence pendant l'exploitation.

L'objectif de notre travail est l'étude, la conception et le dimensionnement de l'évacuateur de crue de Barrage Sidi khelifa (w. Tizi Ouzou) en respectant le plan ci-après :

Le premier chapitre sera consacré à l'exposition d'un certain nombre d'éléments destinés à guider le concepteur vers les choix techniques les plus appropriés aux caractéristiques du site identifiées lors des études préliminaires.

Le deuxième chapitre, sera basé sur l'étude hydrologique qui vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique de la variante adoptée.

Après un bref rappel des différents types d'évacuateurs de crue, le troisième chapitre traite les nombreux facteurs qui influencent le choix du type d'évacuateur : débit, durée de fonctionnement, type de barrage, topographie, géologie, capacité de la retenue...etc. vis-à-vis de l'amortissement des crues. Le nombre et la variété de ces facteurs justifient la diversité des types d'évacuateurs et de leurs équipements.

Le quatrième chapitre sera consacré à l'étude du laminage des crues, c'est-à-dire les caractéristiques optimales du déversoir, dont la prise en compte pour le calcul des déversoirs amènera bien souvent des économies substantielles sur les organes essentiels pour la sécurité et l'économie des barrages notamment de l'évacuateur de crue.

Le dernier chapitre sera consacré pour le dimensionnement de la variante c'est-à-dire : le chenal, le coursier et le bassin de dissipation approprié.

Chapitre I :

Présentation générale de barrage Sidi khelifa

I.1. Introduction

Le barrage de Sidi Khelifa est localisé à environ 150 Km à l'Est d'Alger, sur l'oued Sidi Ahmed Youcef (appelé aussi Acif El-Hammam) est situé à la frontière des deux communes d'Ait Cheffaa et Azzefoun (Wilaya de Tizi Ouzou) (à environ 8 Km à l'Est d'Azzefoun et à 10 Km environ au Nord-Ouest d'Ait Cheffaa).

Le site du barrage Sidi Khelifa se trouve à 5 km de l'embouchure de l'oued Sidi Ahmed Youcef en mer méditerranée et à 3 km environ en amont du pont de la route RN24 reliant Azzefoun à Cap Sigli. On y accède à partir du pont par une piste qui longe l'Oued côté rive droite.

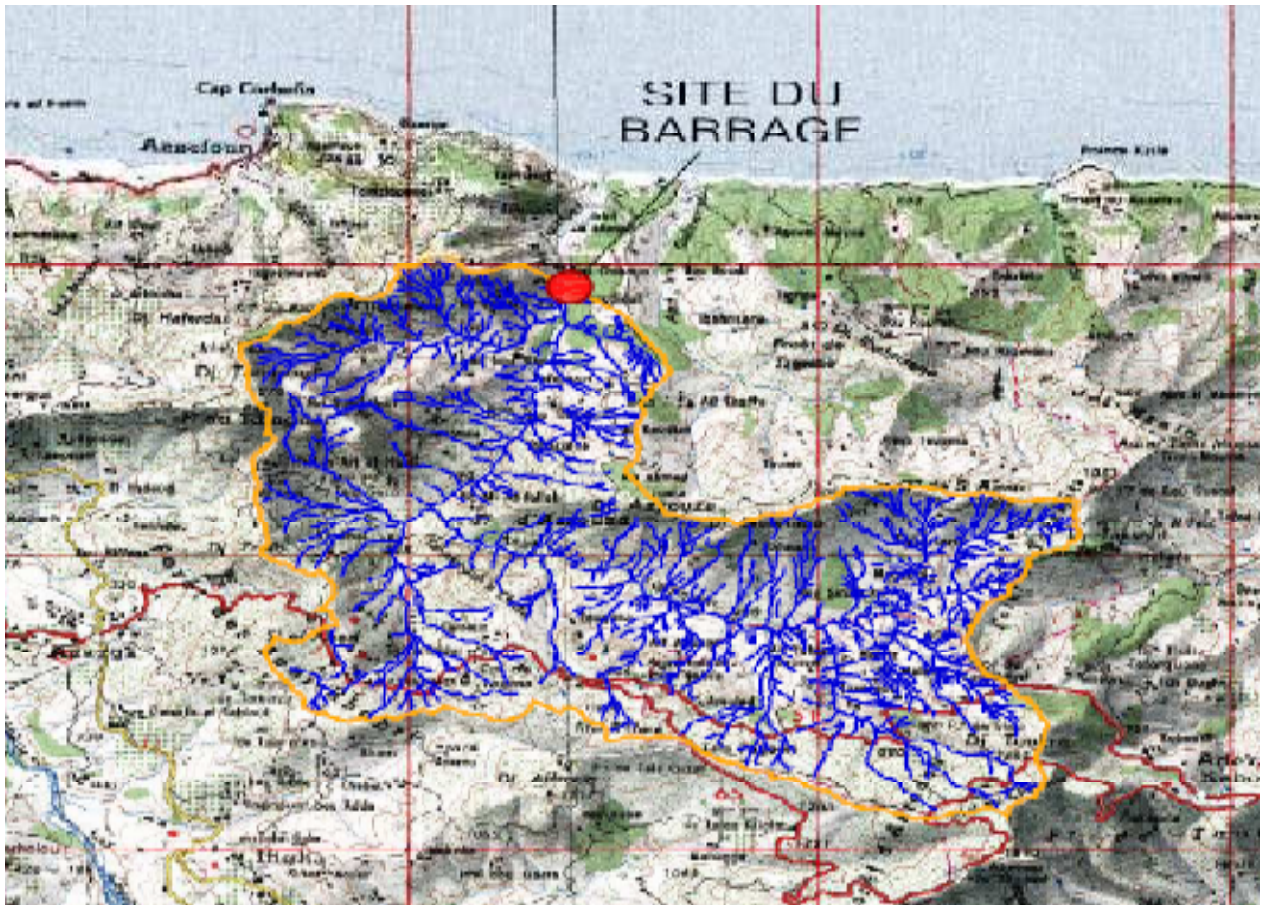


Figure I.1 : localisation de barrage sidi khelifa

I.2. L'étude Géologique Et Géotechnique

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celle-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction : terre pour les remblai, Eau pour le compactage, enrochements pour les perrés, les gabions et les maçonneries, sable et graviers pour les bétons.

I.2.1. Le Principe D'étude Géologique

Pour bien mener une étude géologique on doit procéder à la méthodologie suivante :

- Recherche des documents disponibles (cartes, étude déjà réalisée dans la région, images satellitaires...etc.) ;
- Etude de ces documents (définition de contexte géologique locale, données lithostratigraphiques structurales, tectonique...etc.) ;
- Le choix préliminaire de site (tenant compte des risques géologiques)
- La visite de terrain :
 - ✓ Parcourir les abords de l'axe présumé du barrage et ceux de la cuvette
 - ✓ Etablir des documents tels que :
 - Des coupes géologiques dans l'axe du barrage en prenant des échantillons
 - Faire une carte détaillée de tout ou partie de site
 - Les profils stratigraphiques ponctuels
- Etablissement d'un diagnostic préliminaire :
 - ✓ Classification du site :
 - Favorable : site idéal pour l'implantation du barrage
 - Défavorable : site déconseillé (réalisation impossible et/ou trop coûteux)
 - Douteux : dans le cas de manque des données, on doit procéder à des essais géophysiques et excavations
 - ✓ Etablir une fiche d'étude préliminaire
 - ✓ Classification définitive du site

I.2.2. Principe D'une Etude Géotechnique

Ces études ont pour but la vérification d'un certain nombre de points une fois que le choix de site est fait, on peut citer les points suivants :

- Le contrôle de la qualité de la fondation tant sur le plan de la résistance mécanique que d'étanchéité
- S'assurer l'étanchéité de la cuvette et la stabilité de ses versants (dans le cas d'une cuvette encaissée)
- Vérification de la présence des matériaux de construction tant en quantité qu'en qualité (1,5 à 2 fois le volume estime du barrage)

Les opérations de reconnaissances géotechniques se dérouleront généralement en trois phases que l'on peut résumer sur la figure suivante :

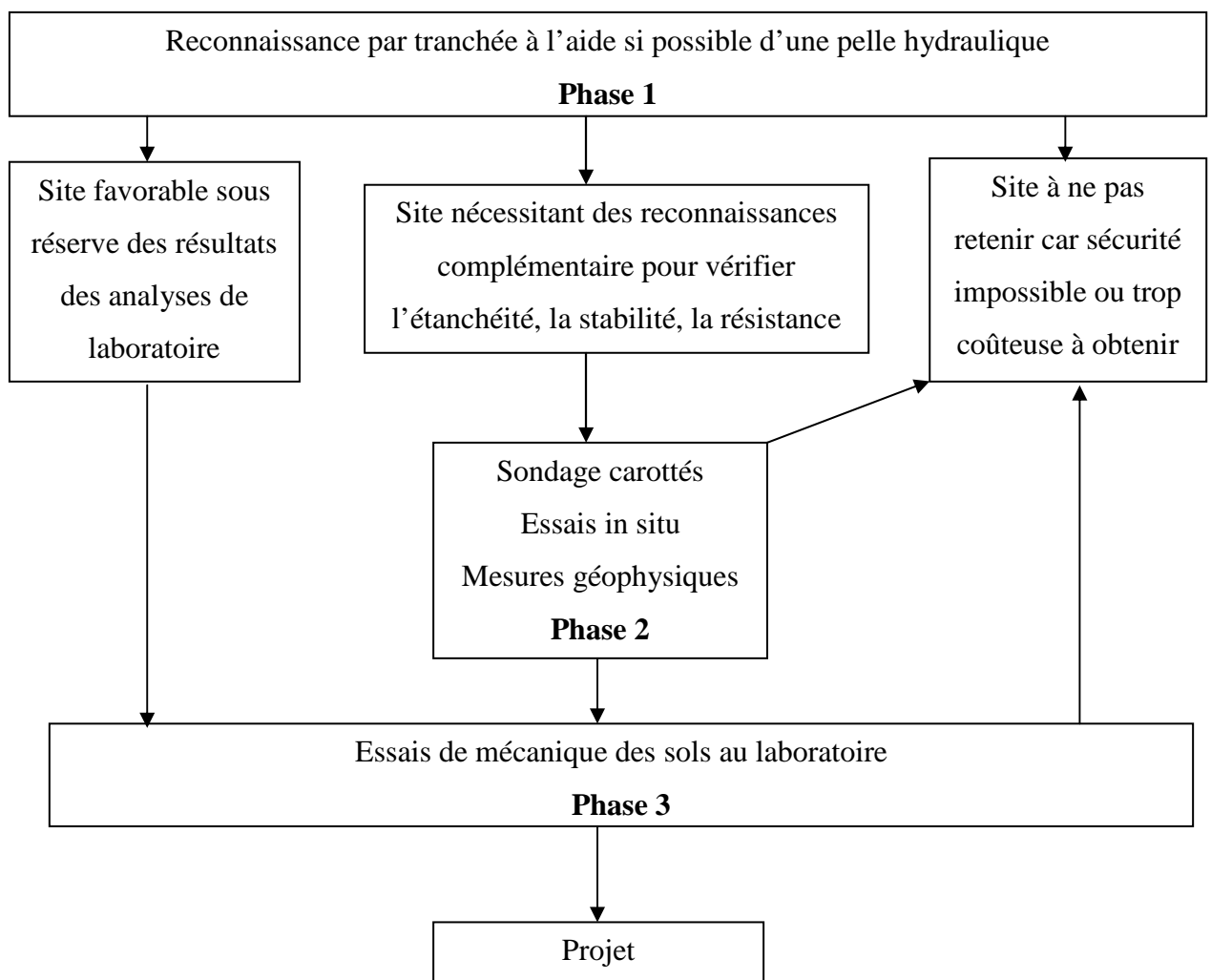


Figure I.2 : Déroulement des études géotechniques préliminaires

I.3. Etude Topographique

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projet : plans, cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner du mieux le barrage et ses ouvrages annexes. Elles peuvent être menés au stade des études préliminaire si on ne dispose pas de cartes suffisamment précises, sinon seront exécutées le plus souvent au niveau de l'A.P.S (avant projet sommaire), des plans topographiques on tirera par ailleurs deux sorte de graphes les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, dont on servira notamment pour positionner le barrage et caler sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange.

I.3.1. Etude Au Niveau De La Cuvette

I.3.1.1. Cartographie

Du point de vue topographique, il convient de trouver un site qui réponde à la fois :

- Aux besoins en fournissant en volume d'eau suffisant ;
- Aux conditions d'exploitation les meilleurs en se trouvant à proximité du périmètre et en le dominant, si l'on s'oriente vers une utilisation gravitaire de l'eau ;
- Au souci de rentabilité en tendant vers la plus grande valeur possible du rapport volume retenue/coût de l'ouvrage.

Le choix de l'emplacement d'un barrage résulte donc le plus souvent d'un compromis parfois difficile à obtenir. Si le souci d'éviter des débits de crue trop forts et une sédimentation trop importante conduit à opter pour des sites en tête des bassins versants, il faut néanmoins qu'ils soient peu éloignés du lieu d'utilisation et qu'ils permettent de garantir une hauteur d'eau et un volume suffisants.

Pour l'étude de la cuvette proprement dite, suivant sa taille, on établit un plan à une échelle pouvant aller du 1/500 au 1/10000, avec des courbes de niveau tous les mètres ou tous les 0,5 mètres, selon le relief de la zone. D'un point de vue purement topographique, on vérifiera que la cuvette n'est pas ouverte, c'est-à-dire que les courbes de niveau se referment sur l'axe de futur barrage. Cependant, on notera avec soin la présence de cols naturels en bord de la cuvette qui pourraient être les lieux d'implantation de déversoirs principaux ou secondaires.

I.3.1.2. Courbes Hauteur-Surface Et Hauteur-Volume

A partir de plan topographique de la cuvette, on construira ces courbes qui permettent d'évaluer facilement les surfaces noyées et volumes correspondants pour différentes cotes.

D'une manière pratique, ces deux courbes sont tracées point par point .pour ce faire, on mesure à l'aide d'un planimètre les surfaces S_1, S_2, \dots, S_n , comprises entre les courbes de niveau successives et l'axe de barrage et distantes l'une de l'autre d'une hauteur h (en général $h=1\text{m}$ ou $h=0,5\text{m}$). En partant du fond, on pourra calculer les volumes d'eau correspondant à chaque tranche.

Cotes	surfaces	hauteur	surface moy	volume	volume cumulé
cote de fond	0	0	0	0	0
cote de fond+ h_1	s_1	$h_1(*)$	-	$v_1=s_1*h_1/2,67$	v_1
cote de fond+h+ h_1	s_2	h	$(s_1+s_2)/2$	$v_2= (s_1+s_2)*h/2$	$v_1+ v_2$
cote de fond+2*h+ h_1	s_3	h	$(s_2+s_3)/2$	$v_3= (s_2+s_3)*h/2$	$v_1+ v_2+ v_3$
.....
cote de fond+ $(n-1)*h+h_1$	s_n	h	$(s_{n-1}+s_n)/2$	$v_n= (s_{n-1}+s_n)*h/2$	$\sum_i v_i$

Tableau I.1 : calcul du volume des cuvettes

$h_1(*)$: est la hauteur comprise entre le point le plus bas de la cuvette et la première courbe de niveau.

On trace ainsi le graphique $h=f(v)$ en plaçant chaque point (cote /volume cumulé correspondant) sur un papier millimétré .c'est la courbe hauteur-volume de la retenue. On peut de même construire la courbe hauteur-surface $h=f(S)$.

On pourra définir le rapport $V_{\text{cumulé max}} / h_{\text{max}}$ et noter que plus se rapport sera grand, meilleur sera le choix du site du point de vue du remplissage (lorsque l'on compare plusieurs sites entre eux).

I.3.2. Etude Au Niveau De L'emprise Des Ouvrages

I.3.2.1. Plan Topographique

On établit un plan à grande échelle (1/1000 le plus souvent) d'une zone suffisamment large englobant l'emprise du futur ouvrage. On lève ainsi une bande de terrain de plusieurs dizaines de mètres de part et d'autre de l'axe longitudinal projeté. On pourra étendre ce lever relativement loin en amont et en aval si le positionnement de l'axe n'est pas définitivement fixé.

On l'étend également aux secteurs susceptibles de recevoir les ouvrages annexes du barrage : évacuateur de crue, chenaux d'évacuation, ouvrages de vidange et de prise, départs de canaux d'irrigation,...etc. On doit aussi cerner avec soin les anomalies de relief, tels que monticules ou micro-dépressions, ainsi que les éventuels ouvrages routiers ou autres. Le plan ainsi dressé constituera le fond topographique du plan de masse qui sera produit dans le cadre de l'avant projet.

I.3.2.2. Coupes Topographique

En plus du plan, l'équipe topographique réalise un profil en travers du thalweg en suivant l'axe présumé du barrage. Sur se document on figurera ultérieurement la crête de l'ouvrage, le déversoir, le fond de la tranchée d'étanchéité,...etc.

On dresse également tous les profils en long ou en travers jugés nécessaires, en particulier le long des axes présumés des chenaux d'évacuation, des ouvrages de vidange et de prise.

I.4. Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique a pour objectifs de se prononcer sur l'étanchéité de la cuvette du barrage et sur le sens des écoulements des eaux souterraines. Pour bien mener cette étude on utilise les documents suivants :

- la carte géologique de la cuvette du barrage ;
- les résultats géotechniques et les coupes géologiques;
- les essais de perméabilité réalisés ;
- les relevés piézométriques

I.5. Géologie De La Cuvette

La région du NE (Nord Est) de la Grande Kabylie est caractérisée par un empilement complexe de nappes de flysch, à matériel crétacé et nummulitique. Ces nappes sont charriées surtout sur les zones externes du Tell (ç.à.d. au Sud de la dorsale Kabyle) mais aussi dans le domaine Nord-Kabyle auquel appartient cette région.

La vallée de l'oued Sidi Ahmed Youcef coupe sur deux tiers de sa longueur le flysch de Port Gueydon correspondant à la localité d'Azzefoun. Ce flysch est constitué d'une série continue grésopélique de 550 m d'épaisseur environ, comprenant des terrains crétacés (Albo-Aptien, Sénonien), paléocènes, éocènes (Ypresien-Lutétien Supérieur), oligocènes et miocènes inférieurs (Stampien-Aquitainien).

Les massifs côtiers de la région d'Azzefoun, Ait Rahouna, Cap Sigli, jusqu'à Azazga, vers le sud, sont constitués de terrains allochtones de type flysch, recouverts par endroits, par le Numidien argilo-gréseux. Ces flysch (massylien et maurétaniens) sont en position nord par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. La fragilité des terrains qui les constituent, à dominance pélique, et leur mode de mise en place (charriage, écaillage, plissement) leur confèrent une structure tectonique complexe.

La zone autour du site du barrage est située sur l'oued Sidi Ahmed Youcef à l'intérieur de la Grande Kabylie représentée surtout par les formations de flysch de la période du Crétacé-Oligocène avec une tectonique très complexe.

En remontant de son embouchure, l'oued Sidi Ahmed Youcef traverse deux ensembles morphologiques :

- une basse plaine alluviale de 500 à 1000 m de large, orientée NE-SO (Nord Est-Sud Ouest), située en aval du projet de barrage,
- une vallée plus étroite (150 à 200 m), orientée N-S (Nord-Sud).

C'est dans cette vallée, à proximité de sa jonction avec la basse plaine, qu'est projetée la réalisation du barrage de Sidi Khelifa.

I.6. Géologie Du Site

- La rive droite est projetée sur la série d'argilite du flysch maurétanien paléocène, remaniée à très fragmentée, qui repose à faible profondeur sur la série quartzito-pélitique du flysch massylien, plissé et altéré. Superficiellement, de gros blocs de grès (éboulis) reposent sur le flysch. L'épaisseur des colluvions est variable.
- L'épaisseur du remplissage alluvial atteint 24,5 m. Les alluvions sont moyennes à grossières (blocs et galets) et de nature grésocalcaire et calcaire. Elles reposent sur le flysch massylien, très fracturé à très altéré qui devient non altéré en profondeur.
- La rive gauche sollicite la série de marne/argilite de l'unité paléocène (flysch maurétanien) très altérée en surface sous un recouvrement pouvant atteindre 25m de profondeur.

I.7. Géomorphologie De Site

Les crêtes du bassin versant dominant les fonds de vallées sur 600 à 800 m d'altitude. Le réseau hydrographique est représenté, d'amont en aval, par :

- l'oued Tamda ou Koufi (OTK), à écoulement sud-nord,
- L'oued Bou Slimane (OBS), à écoulement sud ouest-nord
- l'oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY) à écoulement sud-nord. Ce dernier, dénommé Acif el Hammam (dans les coupures topographiques récentes) représente le cours aval de l'OTK à partir de sa confluence avec l'OBS,
- quelques thalwegs encaissés, localisés en rive droite essentiellement (Acif El Merdj, Ighzer Djefal).

La nature grésopélitique qui forme la majeure partie des versants est assez érodable ; ce qui a favorisé une accumulation systématique de colluvions argilo-graveleuses, de quelques mètres d'épaisseur, au bas de ces versants.

Le lit majeur d'OSAY, dont la largeur varie entre 200 et 350 m, est formé d'une terrasse alluviale étroite, cultivée, surélevée de 2 à 3 m par rapport au lit mineur.

En aval de sa confluence avec l'oued OBS, le lit mineur d'OSAY présente deux sections d'écoulement creusées dans la terrasse alluviale : une section principale tapissée de gros blocs, qui transite les débits courants, et une section secondaire sollicitée lors des grandes crues. Les alluvions y sont plus fines : galets et sables grossiers. Ce dispositif traduit la violence des crues de ce cours d'eau.

Le lit majeur de OBS, encombré par la broussaille, est plus étroit (100 à 150 m) que celui de OSAY. Il présente, cependant, la même structuration que ce dernier : terrasse alluviale limoneuse, galets et sables, jonchant le lit mineur ramifié.

I.8. Hydrogéologie de site [1]

I.8.1. Piézométrie

Du fait de la fissuration et de la présence de certaines intercalations calcaires perméables, la fondation du barrage devrait néanmoins être examinée de près quant aux pertes potentielles par infiltration.

Profondeur du Niveau d'eau dans les sondages (m) :

Sondages	S01A	S04A	S06A	S07A	S09A
24 Mai 2005	18.8m	13.2m	17.8m	14.8m	6.7m

Sondages	S14A	S15A	S16A	S17A	S18A	S19A	S20A	S21A	S22A	S24A
11-13 Janvier 2007	3,8m	3,2m	3,4m	30,7m	7,2m	2,7m	12,5m	13,6m	16,5m	3,5m

Ceci semble indiquer que le cheminement des eaux souterraines suit la topographie et que le drainage est vers l'oued Sidi Ahmed Youcef, et par conséquent favorable à l'imperméabilité du réservoir.

La carte piézométrique présentée dans la Figure I.3 illustre les cheminements de l'eau souterraine dans le site du barrage.

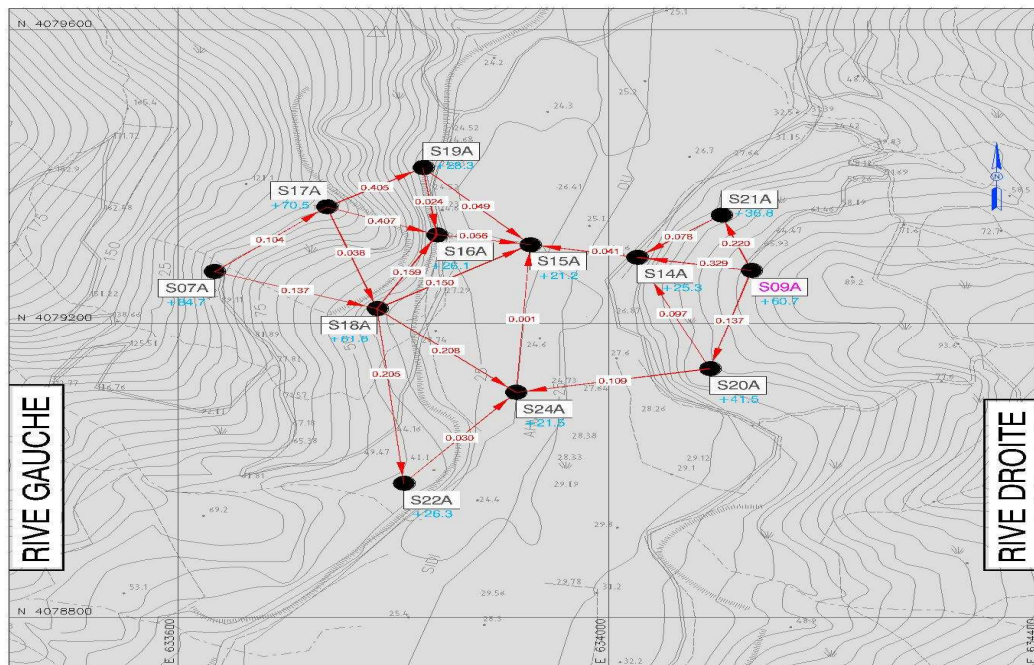


Figure I.3: Carte Piézométrique du Site du Barrage

I.8.2. Perméabilité

Les essais de perméabilité Lugeon effectués dans l'assise du barrage montrent que le flysch devient pratiquement de faible perméabilité à partir d'une profondeur approximative de 20 m en rive gauche, de 38 m au fond de l'oued, et de 12 m en rive droite. Dans les horizons supérieurs, correspondant principalement aux colluvions et flysch altérés, les perméabilités sont dispersées avec cependant la rareté de débits importants. Quelques phénomènes de claquage sous pression peu élevée, y sont rencontrés.

Les perméabilités suivantes peuvent être retenues pour le substratum de flysch :

	La perméabilité	
	partie supérieurs	partie inférieure
rive gauche	$1,1 \times 10^{-6}$ m/s	$2,5 \times 10^{-7}$ m/s
rive droite	$8,7 \times 10^{-7}$ m/s	$0,9 \times 10^{-7}$ m/s
fond de l'oued	$3,1 \times 10^{-6}$ m/s	$1,2 \times 10^{-7}$ m/s

Quant à la couverture alluviale de l'oued, les essais Lefranc effectués sur des échantillons ne présentent pas le comportement global prévu pour les alluvions, et des valeurs typiques de perméabilité, variant entre 10^{-4} m/s et 2×10^{-3} m/s sont recommandées.

Les colluvions seront excavées jusqu'à 3 m de profondeur sous les recharges amont et aval, et une parafouille-clé sera excavée de façon que la galerie d'injection soit totalement ou partiellement encastrée dans le flysch. Un rideau d'injection est prévu sous le batardeau amont du barrage afin de minimiser les venues d'eau par infiltration durant l'excavation de la tranchée parafouille.

Afin de garantir l'imperméabilisation de la fondation, un voile d'étanchéité central est prévu sous l'axe du barrage. Ce voile central sera continué par un voile de flanc sur 50 m sur la rive gauche et de 225 m sur la rive droite, afin d'étanchéfier le contournement de l'axe du barrage.

D'autre part, des injections de peau sont préconisées pour tous les flysch situés de part et d'autre de la galerie d'injection afin d'améliorer ses propriétés mécaniques et réduire sa perméabilité.

De plus, un rideau de drainage provisionnel sera réalisé à partir de la galerie d'injection afin de réduire les gradients hydrauliques.

En ce qui concerne les travaux d'excavation de la galerie d'injection, les pentes d'excavation seront protégées par du béton projeté, et le fond de l'excavation par une couche de béton de propreté. Les blocs instables nécessitent une stabilisation par des boulons.

I.9. Caractéristiques Des Terrains De Fondation

Les échantillons de carottes prélevées des sondages ont été soumis à des essais de laboratoire (essais d'identification, physiques, mécaniques et chimiques).

I.9.1. Couverture Colluviale Et Alluviale

- Les colluvions, matériaux argileux, gréseux et grésocalcaires sont caractérisées par les propriétés physiques suivantes :

Les limites de liquidité	comprises entre 45,0 et 50,2%, avec une moyenne de 47,6%
Les indices de plasticité	varient entre 22,8 et 23,7%, avec une moyenne de 23,3%
L'indice de consistance	1,7%
La teneur en eau	11,0%
La résistance à la compression simple saturée	662 bars

La valeur de la résistance à la compression simple n'est pas significative pour les colluvions. En effet, les colluvions représentent une masse granulaire et l'essai de compression simple a été effectué sur une carotte d'un bloc rocheux qui n'est qu'une partie détachée de cette masse.

Ces matériaux sont classés comme CL (argile de faible plasticité) ou CL/CH (argile de plasticité moyenne).

Les essais pressiométriques ont fourni les résultats suivants :

Les modules pressiométriques	compris entre 81 et 420 bars, avec une moyenne de 242 bars pour les colluvions argileuses
Les pressions limites pl	comprises entre 10 et 21 bars, et possèdent une moyenne de 18 bars (1,8 MPa)

Ces valeurs de pl, indiquent que les colluvions argileuses sont classées comme argiles et limons fermes à dures (argiles et limons de classes B/C).

- Les alluvions, de nature grésocalcaire et calcaire, sont caractérisées par les propriétés physiques suivantes :

La teneur en eau des alluvions	varie entre 0,36% et 0,99%, avec une moyenne de 0,65%,
La densité apparente	varie entre 2,43 et 2,63 g/cm ³ , avec une moyenne de 2,51 g/cm ³
La résistance à la compression simple des blocs d'alluvions	varie entre 397 et 579 bars, avec une moyenne de 462 bars
La résistance à la compression simple saturée des blocs d'alluvions	varie entre 90 et 788 bars, avec une moyenne de 392 bars,
La teneur en carbonates de calcium des alluvions	entre 16,6% et 45,8%, avec une moyenne de 34,3%.

Les analyses cristallographiques sur les alluvions indiquent leur provenance des différentes strates rocheuses, à dominantes dolomitique (55%) ou quartzitique (84%).

I.9.2. Flysch

Ces matériaux sont caractérisés par les propriétés physiques suivantes :

RQD moyen	25% pour le flysch altéré et 33% pour le flysch non-altéré
Les limites de liquidité	comprises entre 26,0% et 41,3%, avec une moyenne de 33,1% (33,0% pour les flysch altérés et 33,6% pour les flysch non altérés)
L'indice de consistance	entre 0,9 et 2,3%, avec une moyenne de 1,7% (tous les résultats correspondent au flysch altéré)
La teneur en eau	varie entre 0,15% et 21,50%, avec une moyenne de 2,8% (4,4% pour les flysch altérés et 2,1% pour les flysch non altérés)
La densité apparente	varie entre 1,80 et 2,75 g/cm ³ , avec une moyenne de 2,57 g/cm ³ (2,55 g/cm ³ pour les flysch altérés et 2,59 g/cm ³ pour les flysch non altérés)
La densité sèche	varie entre 1,89 et 2,72 g/cm ³ , avec une moyenne de 2,56 g/cm ³ (2,51 g/cm ³ pour les flysch altérés et 2,59 g/cm ³ pour les flysch non altérés)
La teneur en carbonates de calcium des flysch	varie entre 8,9% et 98,1%, avec une moyenne de 21,9% (28,2% pour les flysch altérés et 19,1% pour les flysch non altérés)
La teneur en carbonates des flysch	varie entre 15% et 17%, avec une moyenne de 16%
La teneur en chlore des flysch	varie entre 0,23% et 0,29%, avec une moyenne de 0,26%
Le PH des flysch	varie entre 8,1% et 8,2%, avec une moyenne de 8,15%

Les analyses cristallographiques sur les argilites et les pélites indiquent :

- L'instabilité des flysch en tenant compte de la teneur en argile.
- La plasticité des argilites et les pélites.

Concernant la résistance à la compression simple, les résultats suivants sont obtenus :

	Les résistances à la compression simple (RCS)	
	non saturé	saturé
flysch	Les résultats varient entre 1,6 bars et 483,1 bars. En négligeant les résultats dont les valeurs RCS sont supérieures à 300 bars, on obtient une valeur moyenne de 46,6 bars.	Les résultats varient entre 3,0 bars et 406,4 bars. En négligeant les résultats dont les valeurs sont supérieures à 300 bars, on obtient une valeur moyenne de 71,43 bars.

Ces résultats indiquent la faible sensibilité de la résistance à la compression des flysch à l'eau. Donc on peut adopter une moyenne globale de 56 bars afin de représenter la résistance à la compression du substratum de flysch, valeur correspondant à la moyenne de tous les résultats en excluant les valeurs supérieures à 300 bars.

Le module de déformation non saturé a été déterminé pour 5 échantillons de flysch maurétanien dont 4 échantillons altérés, et le module de déformation saturé a été déterminé pour un échantillon de flysch maurétanien non altéré.

- ✓ Les valeurs du module de déformation non saturé pour le flysch maurétanien altéré varient entre 2222 et 5242 bars avec une valeur moyenne de 3425 bars. Ce module pour le flysch maurétanien non altéré est de 3682 bars.
- ✓ Le module de déformation saturé pour un échantillon de flysch maurétanien est de 5280 bars. Ce module de déformation caractérise l'échantillon intact testé. Donc un module réduit doit être adopté pour représenter la masse rocheuse, afin de tenir compte des discontinuités présentes dans le substratum.

Les essais pressiométriques ont fourni les résultats suivants :

	flysch maurétanien altéré	flysch maurétanien non altéré
Les pressions limites	(5-60) bars	64 bars
Les modules pressiométriques	(83-7115) bars	1553 bars

Remarque : Ces résultats confirment l'hétérogénéité du flysch.

I.9.3. Paramètres Géotechniques Adoptés Pour La Fondation

Sur la base des résultats des essais, et en tenant compte de la variabilité inhérente tant du substratum que de la couverture en termes de plasticité, les paramètres de résistance suivants sont adoptés pour les alluvions, colluvions et flysch respectivement :

Paramètres géotechniques	Valeurs Recommandées			
	Alluvions	Colluvions	Flysch	
			Flysch Altérés	Flysch non Altérés
Densité Apparente (kN/m ³)	19	21	24	25
Module de Déformation, court terme (kPa)	45000	32000	90000-110000	200000
Module de Déformation, long terme (kPa)	45000	26000	75000	150000
C effective (kPa)	0-5	5	10	25
φ (°)	35	---	---	---
C non-drainée (kPa)	---	50	100	120
φ non-drainé (°)	---	10	15	19-25
φ résiduel (°)	---	17	19	23
φ ramolli (°)	---	26	25-27	28-31

Tableau I.2 : Récapitulation des Propriétés Géotechniques Essentielles des Flysch, des Colluvions et des Alluvions.

I.10. Tectonique De La Région

A l'échelle régionale, les flysch nord-kabyles résultent d'une tectonique tangentielle (nappes) complexe, que J.P. Gélard (1979) attribue à la période miocène inférieur (Aquitaniens terminal- Burdigalien moyen). D'après le même auteur, le remplissage du bassin nord Kabyle (zone interne) est structuré, de bas en haut, de la façon suivante :

- ouverture du bassin à l'Oligocène terminal suivi d'un dépôt conglomératique oligomiocène, résultant de l'altération du socle paléozoïque de bordure ;
- dépôt de silixites aussi bien dans la zone interne qu'externe ;
- début des mouvements gravitaires des nappes de flysch vers le bassin à partir de leurs aires d'origine, plus méridionales (sillon des flysch et des nappes telliennes), avec successivement : mise en place d'olistolites d'origine diverse, flysch d'Azzefoun, flysch du Haut Sébaou, et nappe numidienne ;

Cet édifice est soumis, postérieurement, à une tectonique néogène post-nappes, et quaternaire, connue notamment par :

- une phase distensive au Burdigalien terminal, avec la formation des bassins de la Soummam et des Issers-Tizi Ouzou,

- une phase compressive au Miocène moyen et supérieur (Serravalien-Messinien) dont l'ampleur des plissements modifie intensément la morphologie préexistante,
- une continuité de cette déformation, plus discrète, dans les temps quaternaires à actuels.

La tectonique plus récente, quaternaire, est souvent passée sous silence, par la plupart des travaux géologiques, à cause de sa manifestation très discrète sur le terrain. D'après nos connaissances de la tectonique active des bassins néogènes de Tizi Ouzou-Azazga, de la Mitidja et plus à l'ouest, du Chélif, la présence de terrasses alluviales et marines, en position haute, témoignent d'une déformation en surrection, postérieure à leur mise en place, contrairement à leur interprétation ancienne invoquant une simple diminution du niveau de base. Ainsi, dans OSAY, les terrasses anciennes, suffisamment surélevées militent en faveur d'une cause tectonique très probable.

I.11. Séismicité De La Région

Le nord de l'Algérie est associée à une activité sismique superficielle forte ; Cette activité est liée à :

- l'interaction entre les plaques africaines et européennes provoquée par les mouvements relatifs de ces plaques
- Mouvement interne de la plaque africaine traduite par la formation des montagnes

Une carte sismique du Nord de l'Algérie a été préparée à la suite des études sismiques basées sur les données historiques ; La carte indique les épencentres des tremblements de terre historiques et instrumentés. Ceux-ci ont une tendance à se concentrer aux épencentres des tremblements de terre dans les zones des failles principales où des tremblements ont eu lieu dans le passé.

L'intensité en surface (MS) des tremblements de terre importants qui se sont produits dans le passé à l'intérieur d'un rayon de 150 km autour du site du barrage (Jijel, Gunzet, Kherrata, Mansourah et Boumerdes) est comprise entre 4,4 et 6.

Etudes sismiques

La pratique courante pour l'analyse sismique des barrages est d'établir leur sécurité pour les deux tremblements de terre suivants :

- SBE – Le Séisme de Base d'Exploitation (OBE en anglais)
- SMD – Le Séisme Maximal de Dimensionnement (MCE en anglais)

En se basant sur les données géologiques, tectoniques et sismiques, il peut être conclu que la zone où est situé le barrage a une activité sismique modérée.

Approche	Accélération Horizontale	Hypothèse
Probabiliste – SBE	0.125g	Période de retour de plus de 200 ans
Déterministe - SMD	0.20g	Un tremblement de terre ayant une intensité de (Ms) 5,4 peut avoir lieu à 5 km au Nord du site

Tableau I.3 : Accélération des séismes SBE et SMD

La valeur du coefficient sismique horizontal est égale à la moitié de l'accélération horizontale de base, tandis que le coefficient sismique vertical est égal à la moitié du coefficient sismique horizontal.

Les Coefficients sismiques utilisés (modèle pseudo-statique) sont données dans le tableau suivant :

Type d'analyse	Accélération horizontale De base	Coefficient d'accélération sismique horizontal	Coefficient d'accélération sismique vertical
Séisme SBE	0.125g	0,0625g	0,03125g
Séisme SMD	0.20g	0,10g	0,05g

I.12. Caractéristiques Des Matériaux De Construction

I.12.1. Matériaux Argileux

Les colluvions argileuses ont été investiguées en aval du barrage, d'épaisseur moyenne de 1,1 m sous une couverture moyenne de terre végétale de 0,3m. La majorité de l'argile de cette zone peut être considérée comme CL (argile de faible plasticité selon la classification USCS).

L'investigation de cette zone ayant fourni des conditions hétérogènes (Les sept puits investigués présentent une hétérogénéité dans l'argile ; celle-ci se transformant à partir 1-2 m de profondeur en pélites, sables et graviers à matrice argileuses, ou en argile à fréquents graviers et éléments de flysch.

Ces matériaux ne sont pas exploitables d'une manière économique et pratique pour former un noyau argileux homogène pour les raisons suivantes :

- Les zones d'argiles prospectées durant l'étude de faisabilité correspondent à des entités séparées.
- Leur exploitation endommagerait l'activité agricole en aval du barrage.
- L'extraction des matériaux fins requiert un travail artisanal parce qu'elles sont intercalées avec des sables et graviers.
- La granulométrie des échantillons prélevés est hétérogène.

Afin d'assurer un matériau argileux pour le corps du noyau, on est orienté vers la recherche de matériaux fins dans des sites en dehors de la cuvette.

Deux formations géologiques ont été considérées suite à cette recherche :

- Les marnes grises miocènes du bassin d'Azazga.
- Les colluvions argileuses (glacis) des bas piémonts de Mlata.

Les marnes d'Azazga sont trop éloignées du site (situées à 35-40 Km). Par suite, cette zone a été éliminée, et l'investigation s'est concentrée sur la zone d'argile de Mlata qu'est située à environ 20 km du barrage. Une épaisseur d'argile moyenne de 3,9m a été obtenue dans les puits de reconnaissance sous une couverture de terre végétale d'une épaisseur moyenne de 0,5m. La majorité de l'argile de cette zone peut être considérée comme CH (argile de haute plasticité), et peut être exploitée, mais avec des précautions durant le stockage et la mise en place à cause de la plasticité élevée.

Les colluvions argileuses de site de barrage, étant hétérogènes, comme indiqué ci-dessus, ne pourront être utilisées que dans la partie supérieure du noyau où les gradients hydrauliques sont moins critiques qu'à la base du noyau. L'argile de Mlata, par contre, présente les garanties d'homogénéité et de qualité pour son incorporation dans le noyau.

	Le site de barrage	Zone de Mlata
Limite de liquidité	40,0% < W _l < 64,8% moy= 55,5%	43,0% < W _l < 69,0% moy=57.4%
Indice de plasticité	19,3% < I _p < 33,1% moy= 27,6%	20,2% < I _p < 35,5% moy= 28.7%
La granulométrie	le pourcentage de fines (particules inférieures à 80µm) compris entre 20% et 84%.	Le pourcentage de fines (particules inférieures à 80µm) compris entre 37% et 94%.
Densité sèche maximale	15 < d _{max} < 18 kN/m ³ moy = 16kN/m ³	16 < d _{max} < 19 kN/m ³ moy= 17 kN/m ³
Teneur en eau optimale	17,4 < W _{opt} < 22,0% moy=18,8%	10,5 < W _{opt} < 21,1% moy=14,8%

En vu de l'imperméabilité de noyau, il est généralement recommande l'usage d'un matériau d'une perméabilité de l'ordre inférieur à 10⁻⁷ m/s. Les valeurs de perméabilité mesurées sont largement en dessous de cette valeur et varient entre 0,1 x 10⁻⁸ et 2,2 x 10⁻⁸ cm/s, avec une moyenne de 1 x 10⁻⁸ cm/s.

I.12.2. Matériaux Pour Les Recharges

I.12.2.1. Alluvions Du Lit Majeur

Les alluvions grossières du lit majeur sont constituées de sables, galets et graviers avec des blocs. Les analyses granulométriques montrent que ces alluvions sont constituées pour la majorité de cailloux (graviers grossiers) de dimensions 20 à 200 mm et de blocs de dimensions supérieures à 200 mm :

Constituants des alluvions	proportion moyenne
blocs	34%
cailloux	39%.
graviers fins	14%
sables	9%,
Eléments fines (inférieur à 80 micron)	4%

- La teneur en eau naturelle moyenne est de 6,5%, valeur justifiable pour des matériaux de nature granulaires.
- La densité maximale moyenne est de 20kN/m³.

Des essais ont été réalisés sur les alluvions des terrasses récentes du fond de l'oued :

- L'échantillon de sable, graviers et galets possède un équivalent de sable de 47% et un degré de friabilité du sable de 44%. Cette valeur indique un degré de friabilité du sable élevé.
- Les valeurs Los Angeles et Micro Deval Humide sont respectivement égales à 29% et 40%. Ces valeurs sont relativement élevées mais sont acceptables pour des matériaux de recharge.

Deux blocs de calcaire et de grès ont été aussi testés dans ces terrasses :

- Le bloc calcaire possède une valeur Los Angeles de 11% et une valeur Micro Deval Humide de 8%, et présente donc une bonne résistance à l'érosion. La résistance à la compression simple moyenne de ce bloc est de 72,6 MPa, valeur acceptable pour les recharges et pour le rip-rap.
- Pour le bloc de grès, la valeur Los Angeles est de 30% et celle de Micro Deval Humide de 32%. Ces valeurs sont relativement élevées mais sont acceptables pour un rip-rap. La résistance à la compression simple moyenne de ce bloc est de 81,4 MPa, valeur acceptable pour les recharges.

I.12.2.2. Colluvions Des Cônes De Déjection

Les colluvions se trouvent dans deux zones :

- la première constituée d'argiles marneuses, sableuses, graveleuses avec quelques galets et blocs, parfois sous forme de pélites.
- La deuxième constituée d'argiles limoneuses, marneuses, parfois sableuses avec quelques graviers, galets et blocs.

L'analyse granulométrique sur deux échantillons situés dans les deux zones respectivement donne les résultats illustrés dans le tableau suivant :

Zone 1	Zone 2
53% de blocs de taille supérieure à 200mm	35% de limon (0,002- 0,06) mm
23% de cailloux (20-200) mm	27% d'argile (inférieure à 0,002 mm)
7% de graviers fins à moyens (2- 20) mm	21% de sable (0,06-2) mm
7% de sables (0,08 - 2) mm	17% de graviers fins à moyens (2 - 20) mm
10% de fines (inférieure à 0,08 mm)	68% des particules fines (inférieure à 0,08 mm)

Des essais de cisaillement rectiligne UU et CU ont été effectués sur deux échantillons. Ils ont fourni les résultats présentés dans le tableau suivant :

échantillon	Profondeur (m)	Essai de cisaillement direct			
		UU		CU	
		φ (°)	C (bars)	φ (°)	C (bars)
1	3.7—4.0	--	--	26.2	1
2	6.9—7.2	1.31	0.8	15.0	1.9

Tableau I.4: Paramètres de Cisaillement

I.12.2.3. Matériaux Pour Agrégats De Béton Et Drains / Filtres

Les matériaux pour agrégats de béton et drains / filtres doivent être constitués de matériaux granuleux propres. En pratique, les drains et filtres ne doivent pas contenir plus de 5% de fines (éléments de taille inférieure à 0,08 mm), afin de conserver le caractère non-cohésif et d'assurer ainsi la fonction principale de drainage. De plus, la taille maximale des particules ne doivent pas excéder 75 mm, afin de prévenir une éventuelle ségrégation durant le placement des drains / filtres. Du point de vue durabilité, des valeurs Los Angeles atteignant 40-45% et des valeurs soundness atteignant 14-15%, sont acceptables. Et finalement, les teneurs en carbonates, gypses, et minéraux de sulfates, sont de grande influence sur le comportement des drains et filtres, puisque ces éléments, risquent de se décomposer ou de s'oxyder, formant ainsi une sorte de ciment qui se coagule entre les particules, compromettant alors la fonction principale de drainage de ces zones.

Pour les agrégats de béton, des caractéristiques plus rigoureuses sont requises, des valeurs Los Angeles de 25-30% (occasionnellement 40%) et des valeurs soundness de 10% pour les agrégats grossiers et de 12% pour les agrégats fins sont les limites acceptables. La disponibilité de ces matériaux (quantité et qualité) est nécessaire, c'est pour cela que, des procédures ont été faite de l'ordre à satisfaire ces besoins :

- Les drains / filtres peuvent être obtenus par triage et lavage des alluvions du lit mineur.
- Les agrégats grossiers pour béton peuvent être obtenus par concassage des blocs de grès et calcaire des alluvions de l'Oued, ou de la carrière de Tigrine située à 20 Km du site du barrage, ou par sélection et triage d'agrégats du lit mineur.
- Les agrégats fins pour béton peuvent être obtenus par concassage des blocs de grès et calcaire des alluvions de l'Oued, ou de la carrière de Tigrine.
- Les enrochements peuvent être obtenus des blocs des alluvions de l'Oued, ou de la carrière de Tigrine.

I.13. Eau De L'oued Sidi Khelifa

Des analyses physico-chimiques ont été effectuées par le laboratoire central de la Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger sur trois échantillons d'eau (un échantillon du côté amont, un de la zone des axes investigués, et un de la région de Chorfa). Les résultats de ces analyses sont :

- Un pH moyen de 7,7 est obtenu.
- La teneur en chlorures varie entre 45,23 et 77,53 mg/l, avec une moyenne de 60,5 mg/l.
- La teneur en sulfates varie entre 11 et 190,04 mg/l, et possède une moyenne de 108,6 mg/l,

En notant que la valeur très basse de 11 mg/l est observée en amont. Les teneurs en chlorures et sulfates sont faibles, et non agressives contre le béton et l'acier. De plus, les teneurs en matières polluantes, tels l'ammonium, les nitrites, etc. sont faibles et largement inférieures aux limites exigées par les normes algériennes y afférentes.

I.14. Situation Climatique

I.14.1. Températures

Le climat de la région d'Azzefoun est de type méditerranéen avec des températures fortes en été et faibles en Hiver, caractériser par un fort taux d'humidité vue la présence de la mer et le couvert végétal. La température moyenne annuelle durant les 15 derniers années se situe autour de 17 C° ; elle atteint les 30 C° en été (juillet – août), et 4 à 5 C° en hiver (surtout les mois de janvier et février).

Le tableau suivant montre la variation des températures pendant l'année et dans le même mois :

mois T°	sept	oct.	nov.	déc.	Jan	fév.	Mars	avril	Mai	juin	juil.	Août	Moyenne annuelle
T _{min} °	16,8	13,1	9,2	7,3	5,6	6,4	6,7	8,7	11,4	15,4	18,4	18,7	11,48
T _{max} °	28,8	24,8	20,2	17,6	16,5	17,1	18,6	20,0	22,6	26,9	30,6	30,7	22,87

Tableau I.5 : Températures enregistrées à la ville d'Azzefoun (DUC Tizi Ouzou)

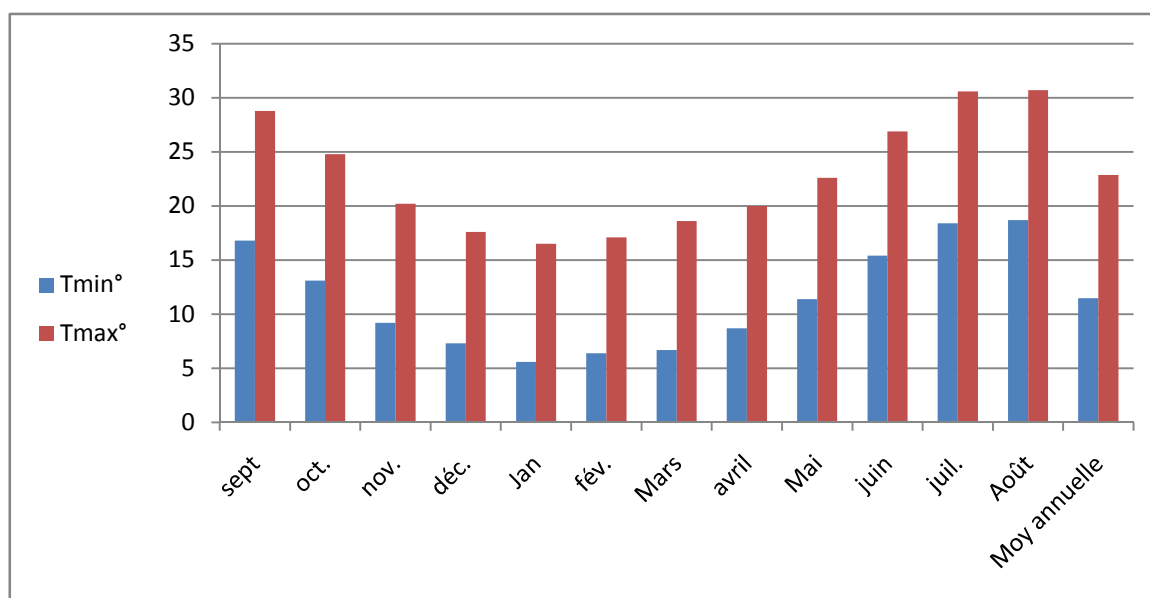


Figure I.4 : Températures enregistrées à la ville d’Azzefoun

I.14.2. Pluviométrie

Les stations pluviométriques les plus proches du bassin versant sont Tagma et Yakouren.

1. Station de Tagma (1971- 2006)

Les données de la station de Tagma (1971- 2006) située dans les hauteurs de bassin versant de Sidi Khelifa, montre que la région a deux périodes pluviales distinctes :

- la première s’allonge du mois d’octobre à avril, c’est dans cette période qu’on observe un maximum de près de 200 mm pendant le mois de décembre.
- la deuxième période de Mai au septembre coïncide avec la saison sèche malgré les forts orages de mois d’août et septembre.

Au niveau de la station de Tagma, le minimum est enregistré en 1996 avec 692 mm, et le maximum est de 1824,8 dans l’année suivante 1997, avec une moyenne pour une période d’observation de 31 ans de : 1194 mm.

La précipitation maximale journalière est 182 mm la minimale est 43,8 mm avec une moyenne de 86,5 mm.

2. La station de Yakouren (1859-2006)

La station pluviométrique de Yakouren possède une période d’observation qui dépasse un siècle, qui est plus significatif, le moyen annuel est de 1094 mm.

La précipitation maximale journalière est 230 mm la minimale est 22,5 mm avec une moyenne de 84,3 mm.

I.14.3. La Rose Des Vents

La zone est balayée par :

- Des vents humides en hiver (Octobre - Mai) de direction Ouest –Nord Ouest qui engendre des tempêtes, ce type de vents est dominant. Des vents violents sont enregistrés pendant les mois de décembre et janvier.
- des vents d’Est soufflent pendant la saison estivale (Juin – septembre), mais sont relativement faibles,
- des vents de Nord sont les plus fréquents ; ils soufflent presque pendant toute l’année mais ils sont de nature faible.
- Sirocco : C’est un phénomène à caractère local, sec et chaud et observable pendant le mois de juillet .Les dégâts qu’il peut causer sont moins néfastes pour les cultures, en revanche pour le barrage, il y aura certainement des phénomènes d’évaporation.

I.14.4. La Neige

La zone concernée par les chutes de neige est surtout la partie Sud de la zone d’étude ou l’altitude atteint les 1200 m, surtout pendant les mois de décembre et janvier.

I.14.5. L’humidité

Les données du tableau suivant montrent la variation de l’humidité de l’air dans le même mois. Le maximum est enregistré pendant l’hiver avec un taux de 94 % et le minimum durant l’été avec un taux de 40,8%, la valeur annuelle est autour de 70 % ce qui démontre que la région d’Azzefoun a un climat Humide.

Moi H(%)	sept	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	Mai	juin	juil.	Août	Moyenne annuelle
H _{min} (%)	46,4	49,4	49,8	52,5	51,2	52,3	46,7	50,6	48,7	40,8	44,1	44,6	48,18
H _{max} (%)	91,8	92,8	93,7	92,8	93,4	94,0	94,0	94,0	93,7	93,0	91,2	91,7	93,01

Tableau I.6: Données de l’humidité relatives de l’air (commune d’Azzefoun)

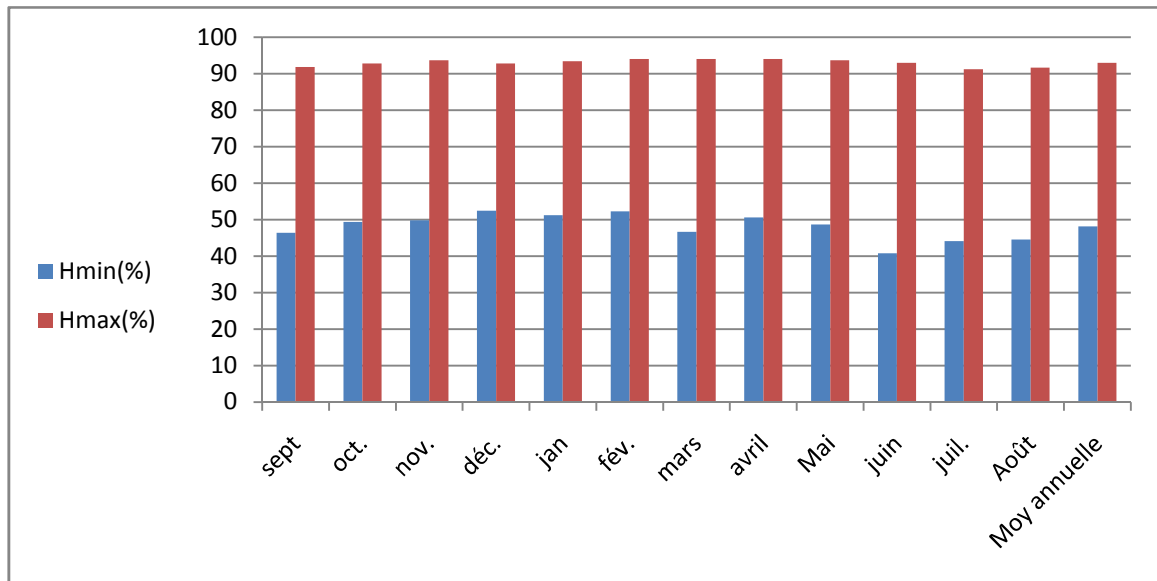


Figure I.5 : Données de l'humidité relatives de l'air (commune d'Azzefoun)

I.15. Barrage

I.15.1. Choix Du Site Et Du Type De Barrage

Les types de barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou à étanchéité artificielle ;
- barrages poids en béton, ou en BCR ;
- barrages voûte ;
- et pour mémoire, barrages à contreforts ou à voûtes multiples.

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples. Les autres barrages sont rigides.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage sont les suivants :

- la topographie et les apports du bassin versant ;
- la morphologie de la vallée ;
- les conditions géologiques et géotechniques ;
- le contexte météorologique et le régime des crues.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

En vu des conditions qui régissent notre site, le barrage est prévu d'être constitué de remblai zoné à noyau argileux muni à l'aval d'un drain cheminée (sable et drains) et d'un tapis drainant horizontal sous la recharge aval (filtre sableux et drain de gravier sableux).

I.15.2. Choix De L'axe Du Barrage

I.15.2.1. Les Différents Axes

- Axe A, de direction NE – SO – Désigné par la Coupe Géologique B-B'.
- Axe B, de direction environ NO – SE – Désigné par la Coupe Géologique C-C'.
- Axe C, de direction Est – Ouest – Désigné par la Coupe Géologique D-D'.
- Axe B', de direction légèrement NE – SO (presque Est – Ouest) – Désigné par la Coupe Géologique F-F'. Il se rejoint à l'Axe B en rive droite, mais en rive gauche, il est dévié par rapport à celui-ci plus vers le sud

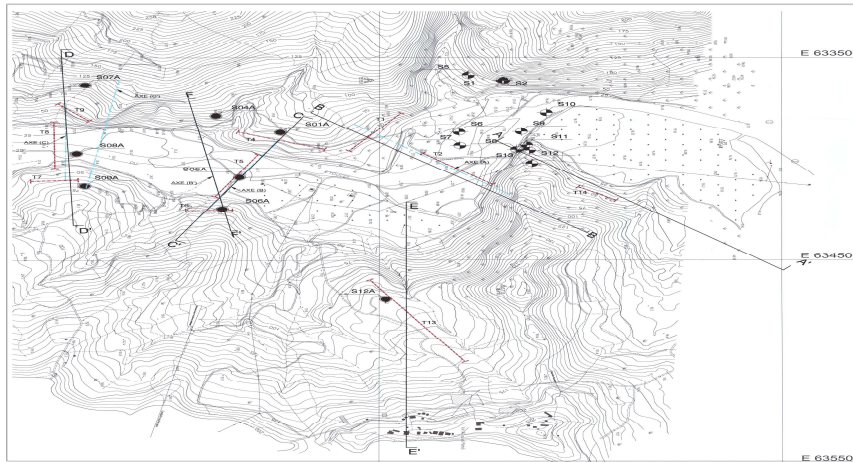


Figure I.6 : La position des différents axes.

I.15.2.2. Choix De L'axe

L'axe C est plus favorable que les autres axes:

- Le volume de remblai est moindre car la vallée est plus étroite à l'endroit de l'axe C.
- La parafouille est nettement plus économique à traiter vu que les alluvions sont nettement moins profondes et moins étendues ; le contrôle de la qualité de construction d'une parafouille profonde dans des alluvions saturées et contenant des blocs causera aussi des retards dans les délais de construction.
- Bien que l'épaisseur des colluvions sur la rive droite des axes B et B' sont moins que sur la rive droite de l'axe C ; celui-ci reste plus économique puisque la construction d'une parafouille à sec sur les rives est plus avantageux que de construire une parafouille dans l'eau de rivière deux fois plus profondes pour les axes B/B' que pour l'axe C.
- Les conditions d'un tunnel sur la rive gauche sont plus favorables que sur les rives des deux autres axes B et B'. Sauf qu'un évacuateur en surface est plus difficile pour l'axe C. Mais, ceci est largement compensé par les autres avantages de l'axe C.

Donc l'axe C est moins coûteux et plus avantageux à la construction en comparaison avec les autres axes.

I.15.3. Détails Du Barrage

La géométrie du barrage a été choisie de façon à satisfaire les deux critères de stabilité et de dimensionnement économique. Ainsi, le barrage est prévu d'être constitué de remblai zoné à noyau argileux muni à l'aval d'un drain cheminée (sable et drains) et d'un tapis drainant horizontal sous la recharge aval (filtre sableux et drain de gravier sableux). Le noyau argileux est subdivisé en deux zones, sachant que le matériau le plus hétérogène qui provient des argiles locales est permis dans la partie supérieure où les gradients hydrauliques sont plus faibles. Le noyau argileux est aussi protégé du côté aval par un filtre de sable. La recharge aval est formée des alluvions du lit majeur alors que la recharge amont est constituée

- D'un triangle de vidange qui est constitué d'alluvions sélectionnés drainants.
- D'une recharge interne en alluvions.

La protection de la recharge aval est assurée par une couche de gravier propre de 0,5 m d'épaisseur séparée des alluvions de la recharge par une transition de gravier sableux.

Quant à la recharge amont, la protection est assurée par une succession de 0,5 m d'une couche de transition et d'assise constituée de roche fine concassée et de 1,5 m de rip-rap.

Le batardeau amont, est constitué de matériau granulaire alluvial sélectionné, suivi par un noyau en argile du côté amont, qui est protégé successivement par le filtre de sable, la transition de gravier sableux, la couche de transition et un rip-rap.

De plus une tranchée parafouille est envisagée sous le noyau de la digue principale de façon que la base de la galerie d'injection soit encastrée dans le substratum de flysch.

I.15.4. Stabilité Du Barrage

Les analyses de stabilité du barrage ont montré la nécessité d'adopter des pentes de 3,5H : 1V pour les parements amont et aval. De plus, il s'est avéré nécessaire, afin d'atteindre les coefficients de sécurité requis, d'élargir les bermes sur les rives gauche et droite comme suit :

- Rive gauche amont : la berme au niveau 50 m doit avoir une largeur de 20 m, et celle au niveau 40 m doit avoir une largeur de 10 m.
- Rive gauche aval : les bermes aux niveaux 50 m et 40 m doivent avoir toutes les deux une largeur de 20 m.
- Rive droite amont et aval : la berme au niveau 50 m doit avoir une largeur de 20 m, et celle au niveau 40 m doit avoir une largeur de 10 m.

I.15.5. Risques De Liquéfaction

Les risques de liquéfaction des matériaux du barrage et de la fondation ont été évalués. Il en ressort qu'en ce qui concerne les recharges amont et aval, celles-ci sont constituées de matériaux granulaires bien drainés, ce drainage ne pouvant pas être bloqué au cours d'un chargement accidentel comme un séisme. Les matériaux des recharges denses, ne favorisant pas le développement de pressions interstitielles, ne présentent pas de risques de liquéfaction.

En ce qui concerne la fondation, constituée de colluvions/alluvions reposant sur le substratum de flysch : les colluvions/alluvions doivent être bien compactées avant la mise en place du remblai du barrage, contribuant ainsi à la minimisation de leur potentiel de liquéfaction, et toute hausse dans leurs pressions interstitielles est captée et dissipée par le tapis drainant et les recharges granulaires. Le substratum de flysch, pour sa part, malgré la présence de passages très altérés, ne présente pas de risque de liquéfaction dû à sa cohésion élevée.

I.16. Conclusion Et Recommandations

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de formuler les conclusions et recommandations suivantes :

- Le site du barrage de Sidi Khelifa repose sur une formation épaisse de flysch Maurétaniens et Massyliens Sénoniens. Les flancs sont couverts par des colluvions argileuses d'épaisseurs variables (1m jusqu'à 25m). Le fond de la vallée est couvert par des alluvions d'épaisseur variant entre 13m et 25m.
- Les conditions géologiques et géotechniques conduisent à sélectionner l'axe C.
- Sur l'axe C, en rive gauche jusqu'à 25m de profondeur et au fond de l'oued jusqu'à 43m de profondeur, les perméabilités sont élevées. En dessous de ces profondeurs, le flysch est considéré comme pratiquement imperméable. En rive droite, le flysch est étanche.
- Les alluvions seront traitées par une parafouille et un écran d'étanchéité sera constitué jusqu'à la fondation de faible perméabilité. Des trous de forage de cet écran seront utilisés pour vérifier l'étanchéité par les essais d'eau. Toutes zones de perméabilité élevée seront identifiées et ensuite traitées par injection ou excavées. On prévoit un écran d'étanchéité formé d'un seul rang, et renforcé localement par deux rangs dans les zones de haute perméabilité.
- Plusieurs zones de matériaux de construction ont été prospectées pour assurer l'approvisionnement du chantier en matériaux de différentes natures situés à des distances raisonnables du site :
 - ✓ Matériaux pour le noyau argileux : zone de Mlata à 20km du site du barrage et à l'aval du site,
 - ✓ Matériaux pour les recharges : alluvions du lit majeur de l'Oued OSAY,
 - ✓ Matériaux pour agrégats de béton et drains / filtres : concassage et criblage des blocs de grès et calcaire des alluvions de l'Oued, ou carrière de grès de Tigrine à 20km du site du barrage,
 - ✓ Matériaux pour enrochement : blocs gréseux de la zone de Tigrine.
- Les volumes de remblais nécessaires pour construire le barrage sont disponibles en quantités suffisantes.

Chapitre II :

Etude Hydrologique

II.1. Introduction

Le but de cette étude est de fournir les éléments hydrologiques indispensables permettant la possibilité de construire le barrage de Sidi Khelifa sur l'oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY) pour satisfaire les besoins en eau potable et d'irrigation.

II.2. Description Du Bassin Versant

II.2.1. Situation De Bassin Versant

Le bassin versant Sidi Khelifa, situé à environ 150 km à l'est d'Alger, couvre 6 communes dont 5 dans la Wilaya de Tizi Ouzou (Azzefoun, Ait Chaffaa, Akerrou, Yakouren, Zekri) et une dans la Wilaya de Béjaïa (Adekar).

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte topographique à l'échelle 1/25 000 aux coordonnées UTM où $x = 633\ 869$ et $y = 4\ 080\ 349$.

Le plan de situation générale est sur la **Figure II.1**.

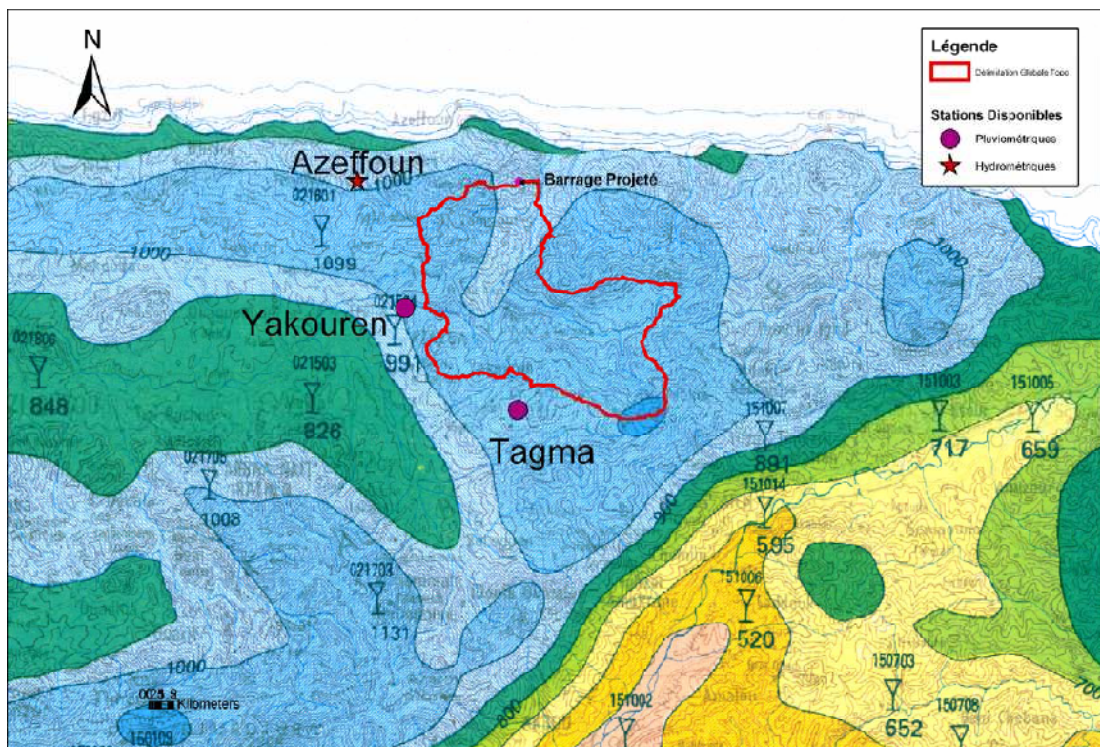


Figure II.1: Plan de Situation Générale du Bassin Versant de Sidi Khelifa

II.2.2. Caractéristiques Géométrique Du Bassin Versant

- Surface de bassin versant $S=202\text{Km}^2$
- Périmètre de bassin versant $P=70,3\text{Km}$
- la longueur du thalweg le plus long $L=33,27\text{ km}$
- La largeur moyenne (l_{moy}) du BV est calculée d'après la relation suivante :

$$l_{\text{moy}} = \frac{S}{L} = \frac{202}{33,27} = 6,07 \text{ Km}$$

- Le coefficient d'allongement est obtenu à partir de la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} = \frac{(33,27)^2}{202} = 5,48$$

- Indice de compacité est calculé suivant la relation :

$$K_c = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{S}} = 0,28 * \frac{70,3}{\sqrt{202}} = 1,38$$

- Rectangle equivalent :

Pour comparer le comportement hydrologique de deux bassin versants , on utilise la notion de rectangle equivalent , il s'agit d'une transformation purement geometrique au l'on assimile le bassin versant à un rectangle de même perimetre et superficie le bassin versant etudie est equivalent à un rectangle de longueur « L_{re} » et largeur « l_{re} »

$$L_{\text{re}} = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] = 27,7 \text{ Km}$$

$$l_{\text{re}} = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] = 7,28 \text{ Km}$$

II.2.3. Caractéristiques Hydrographique

Deux sources de l'information topographique sont disponibles : les cartes topographiques nouvelle édition au 1/25 000, ainsi qu'un modèle numérique de terrain (MNT) obtenu via des images stéréographiques faites à partir de la navette spatiale.

La différence entre la délimitation du bassin versant faite à partir des deux sources est quasiment nulle. Les **Figures (II.2.a)** et **(II.2.b)**, montrent la délimitation faite à partir des deux sources.



Figure II.2.a : Délimitation du Bassin Versant de Sidi Khelifa à partir des Cartes Topographiques au 1/25 000

Relief

L'influence de relief sur l'hydrogramme des crues est évidente, en effet, une pente plus forte provoque un écoulement plus rapide donc un temps de concentration plus court donc une montée plus rapide.

On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique qui représente la répartition des altitudes en fonction de pourcentage des surfaces.

Les altitudes extrêmes minimales « A_{min} » et maximales « A_{max} » du bassin versant (BV) sont respectivement de 22 m et 1470 m, avec une moyenne de 711 m.

La pente moyenne du BV

$$I_{BV} = \frac{A_{max} - A_{min}}{L} = \frac{1470 - 22}{33,27 * 10^3} = 0,043 = 4,3\%$$

Pour tracer la courbe hypsométrique de bassin versant de Sidi Khelifa, on a les données de tableau suivant :

Hauteur (m)	hauteur moy (m)	surface partielle (km ²)	surface partielle en %	surface cumulés %
1470-1200	1335	2,02	1	1
1200-1000	1100	4,04	2	3
1000-920	960	8,08	4	7
920-857	888,5	8,08	4	11
857-800	828,5	10,1	5	16
800-780	790	18,18	9	25
780-743	761,5	10,1	5	30
743-720	731,5	20,2	10	40
720-657	688,5	20,2	10	50
657-585	621	36,36	18	68
585-486	535,5	12,12	6	74
486-285	385,5	8,08	4	78
285-220	252,5	14,14	7	85
220-143	181,5	10,1	5	90
143-22	82,5	8,08	4	94
<22	22	12,12	6	100

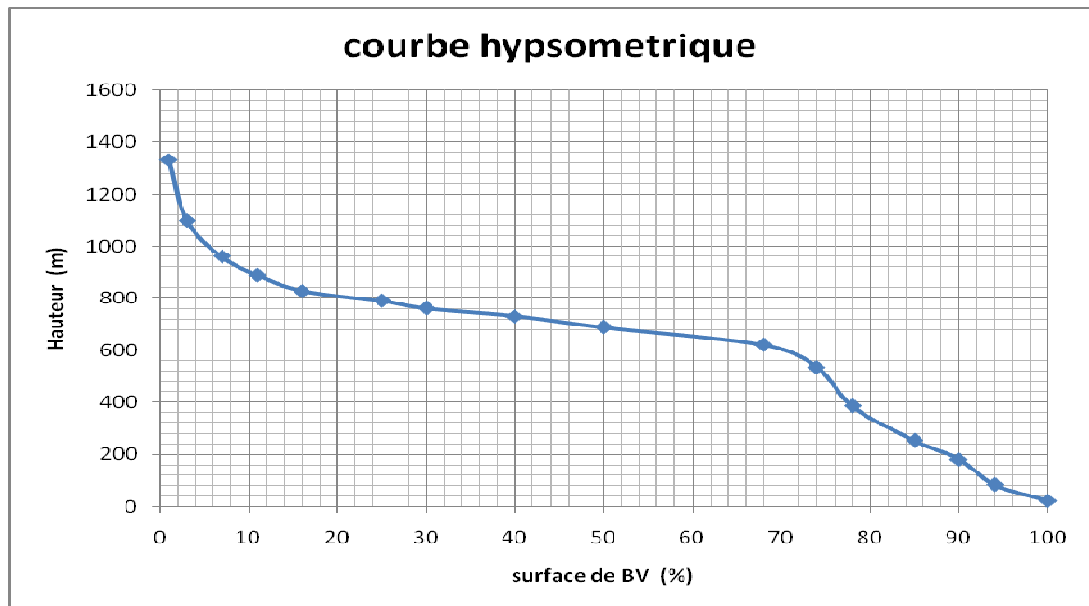


Figure II.3 : Courbe Hypsométrique du Bassin Versant de Sidi Khelifa

A partir de la courbe hypsométrique on détermine :

Altitude moyenne de bassin versant

$$A_m = \frac{\sum A_i S_i}{\sum S_i} = 592,59 \text{ m}$$

Altitude médiane

$$A_{md} = A_{50\%} = 688,5 \text{ m}$$

Indice de pente globale

$$I_g = \frac{A_{5\%} - A_{95\%}}{L_{re}}$$

$$A_{5\%} = 1015 \text{ m}$$

$$A_{95\%} = 68 \text{ m}$$

$$L_{re} = 27,7 \text{ km}$$

$$I_g = \frac{1015 - 68}{27700} = 0,034 = 3,4 \%$$

II.2.4. Le Réseau Hydrographique Du Bassin Versant

Le réseau hydrographique du bassin versant est illustré par la **Figure (II.2.b)** avec les ordres de Strahler / Horton pour les oueds principaux.

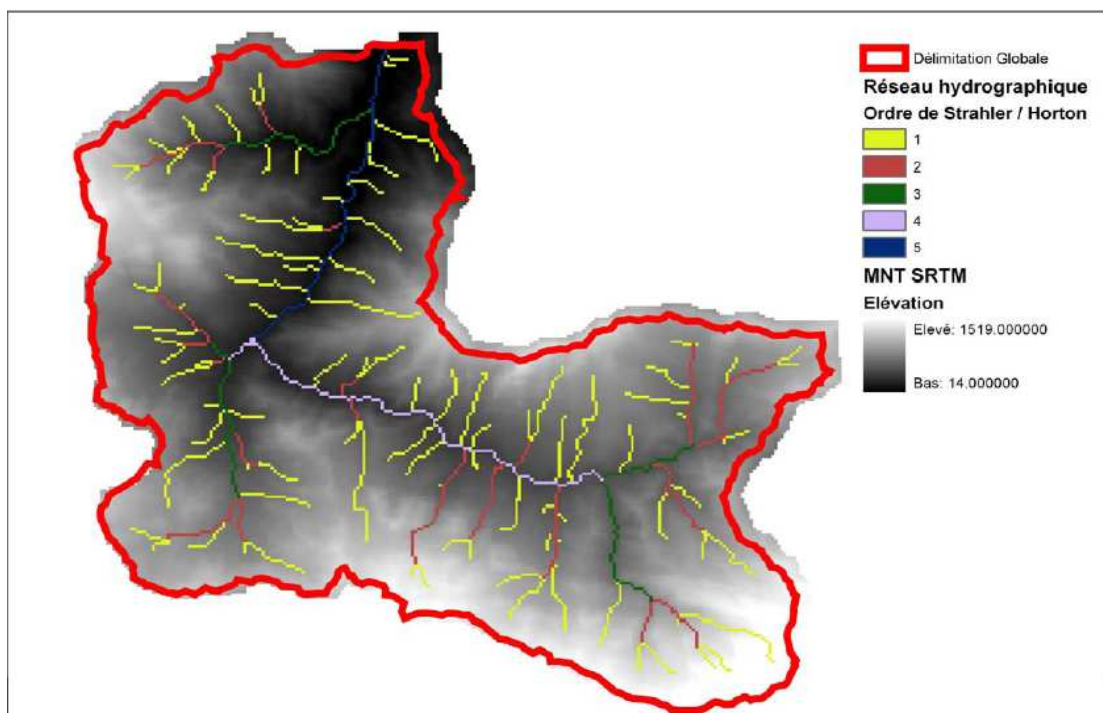


Figure II.2.b : Délimitation du Bassin Versant de Sidi Khelifa à partir du Modèle Numérique de Terrain SRTM avec le Réseau Hydrographique et les Ordres des Oueds

II.2.5. Le Profil En Long Dans Le Thalweg Principal

Le profil en long dans le thalweg principal est illustré par la **Figure II.4**:

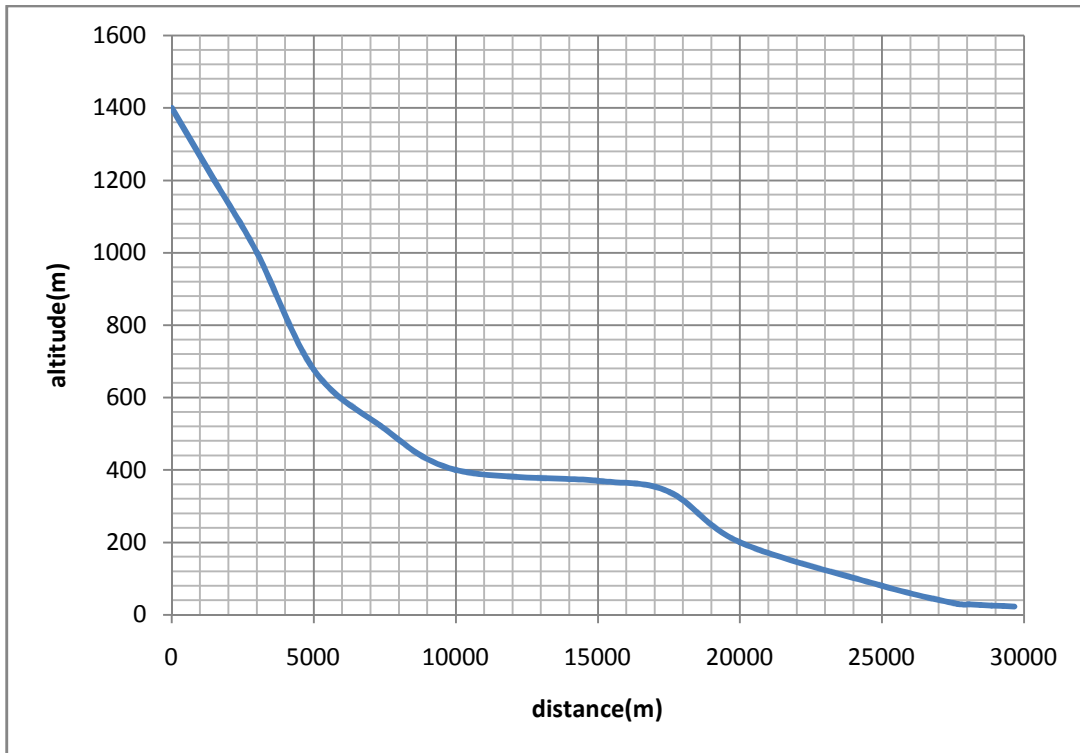


Figure II.4 : Profil en Long du Thalweg Principal du Bassin Versant de Sidi Khelifa

La pente moyenne de l'oued

$$I_{\text{oued}} = \frac{2 * A_{\text{moy}}}{\sum Li} = 0,279 = 27,9 \%$$

La densité de drainage (D_d)

La densité de drainage (D_d) représentant les longueurs des cours d'eau de tous les ordres divisée par la superficie du bassin versant

$$D_d = \frac{\sum Li}{S} = \frac{424}{202} = 2,1 \text{ km/km}^2$$

II.2.6. Temps De Concentration [11]

Théoriquement, le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée hydrauliquement de l'exutoire pour parvenir à celui-ci.

Le temps de concentration a été déterminé à partir des formules empiriques. Plusieurs formules de la littérature sont utilisables :

- **Formule de GIANDOTTI**

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

$$T_c = \frac{4\sqrt{202} + 1.5 \cdot 33,27}{0.8\sqrt{592,59 - 22}} = 5,95 \text{ h}$$

- **Formule de VENTURA**

$$T_c = 0,1272 \left(\frac{S}{I_{bv}} \right)^{1/2}$$

$$T_c = 0,1272 \left(\frac{202}{0,043} \right)^{1/2} = 8,7 \text{ h}$$

- **Formule de PASSINI**

$$T_c = 4 \left(\frac{SL}{10 I_{bv}^{3/2}} \right)^{1/4} \quad I_{bv} \text{ pente moyenne (m/km)}$$

$$T_c = 4 \left(\frac{202 \cdot 33,27}{10 (43)^{3/2}} \right)^{1/4} = 4,97 \text{ h}$$

- **Formule SYNTHETIQUE**

$$T_c = 0.6615 * L^{0,77} * I_{bv}^{-0,385}$$

$$T_c = 0.6615 * (33,27)^{0,77} * (4,3)^{-0,385} = 5,6 \text{ h}$$

- **Formule de SCS (Soil Conservation Service)**

$$T_c = \left[\frac{0,87 L^3}{A_{max} - A_{min}} \right]^{0,385}$$

$$T_c = \left[\frac{0,87 (33,27)^3}{1470 - 22} \right]^{0,385} = 3,29 \text{ h}$$

Formules	Tc
Formule de GIANDOTTI	5,95 h
Formule de VENTURA	8,7 h
Formule de PASSINI	4,97 h
Formule SYNTHETIQUE	5,6 h
Formule de SCS (Soil Conservation Service)	3,29 h

Conclusion

En se basant sur les caractéristiques physique de bassin versant, on adopte la formule de GIANDOTTI qui semble donner des résultats satisfaisants en AFRIQUE du NORD, donc $T_c=5,95h$

II.2.7. Vitesse Moyenne De Ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

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

L : longueur du talweg principale.

T_C : temps de concentration

$$V_R = \frac{33,27}{5,95} = 5,59 \text{ km/h}$$

II.2.8. Couvert Rocheux Et Végétation

Le bassin est constitué principalement de Flysch, la végétation du bassin versant de Sidi Khelifa est très dense (presque 80%). **Figure II.5** illustre une analyse première du couvert végétal du bassin tel que déterminé à partir des photos aériennes et les images Landsat,

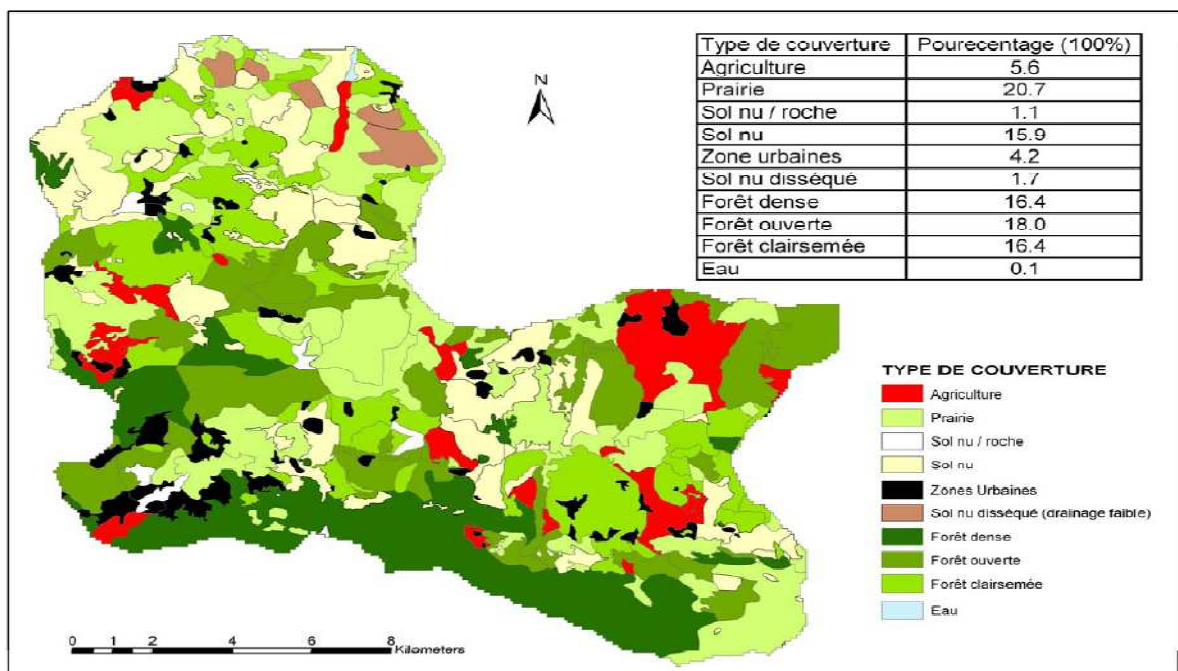


Figure II.5 : Carte du Couvert Végétal du Bassin Versant.

II.2.9. Récapitulatif Des Paramètres Hydrauliques Et Géomorphologiques Du Bassin Versant

Type de paramètres		unités	valeur
coordonnées		Lambert	X=633 869 Y=4 080 349
Surface de bassin versant (S)		Km ²	202
Périmètre de bassin versant (P)		Km	70,3
la longueur du talweg le plus long (L)		km	33,27
La largeur moyenne (I_{moy}) du BV		Km	6,07
Le coefficient d'allongement (C_a)			5,48
Indice de compacité (K_c)			1,38
Rectangle équivalent	Longueur (L_{re})	Km	27,7
	Largeur (I_{re})	Km	7,28
Les altitudes du bassin versant (A)	A_{min}	m	22
	A_{max}	m	1470
	A_{moy}	m	711
La pente moyenne du BV (I_{bv})		%	4,3
Altitude médiane ($A_{md} = A_{50\%}$)		m	688,5
Indice de pente globale (I_g)		%	3,4
La pente moyenne de l'oued (I_{oued})		%	27,9
La densité de drainage (D_d)		km/km ²	2,1
Temps de concentration (T_c)		h	5,95
Vitesse moyenne de ruissellement (V_R)		km/h	5,59

Tableau II.1 : Récapitulatif des paramètres hydrauliques et géomorphologiques du Bassin versant

II.3. La Pluviométrie

II.3.1. Données Disponibles

Le bassin versant de Sidi Khelifa ne dispose pas de stations de mesure pluviométrique pour déterminer la pluie moyenne annuelle sur le bassin versant, nous avons utilisé les données des postes pluviométriques se trouvant à proximité telle que celui de YAKOUREN et TAGMA.

Les données de base pluviométriques disponibles dans la région d'étude ont été sélectionnées à partir du réseau d'observation de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Code de la station	Nom de la station	Altitude Z (m)	Coordonnées Lambert		Période de fonctionnement	Nombre d'années d'observation
			X	Y		
020909	TAGMA	950	660,25	382,95	1971-2006	36
020902	YAKOUREN	820	655,2	382,15	1969-2006	38

Le polygone de Thiessen illustré sur la **Figure II.6**, (en rouge) montre que les deux stations de YAKOUREN et de TAGMA dominent le bassin versant de Sidi Khelifa. Celui-ci est quasiment sous l'influence de l'isohyète 1100 mm d'après les courbes isohyètes des cartes ANRH (issue en 1992), suggérant une moyenne à long terme de 1100mm.

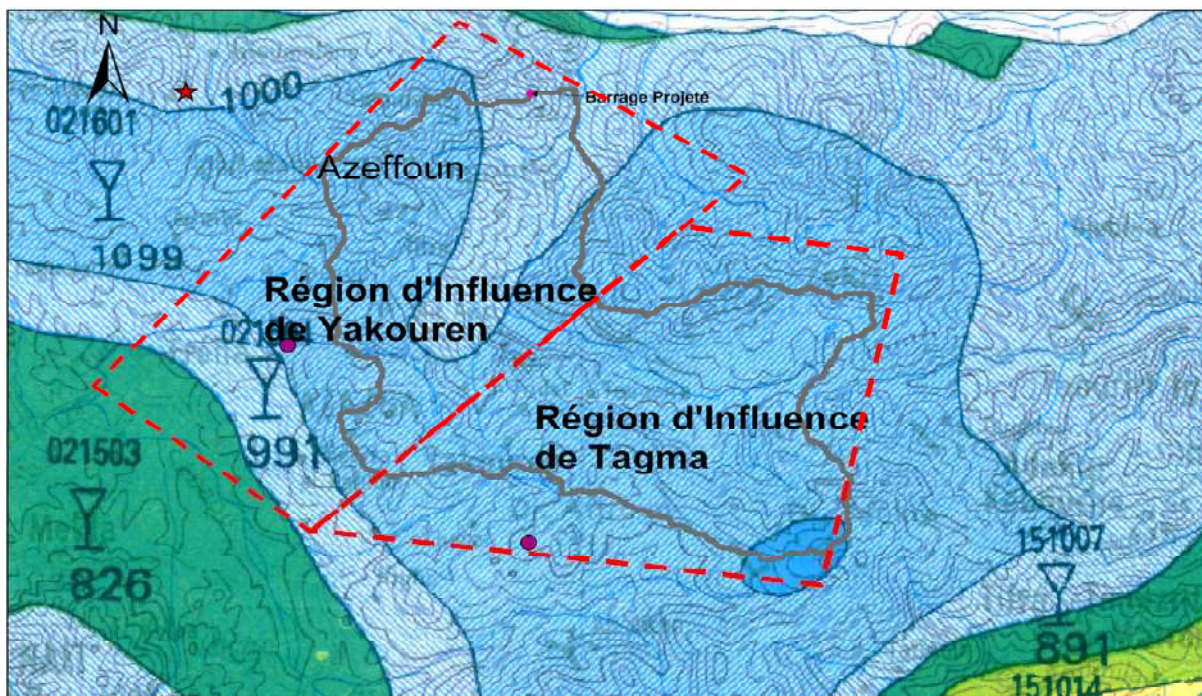


Figure II.6: Cartes ANRH avec la Localisation des Stations Pluviométriques Utilisées dans l'Analyse de la Pluviométrie et les Régions d'Influence des Stations de Yakouren et de Tagma par le Polygone de Thiessen (en rouge)

II.3.2. L'analyse De L'homogénéité Et Des Corrélations

La critique de l'information pluviométrique est effectuée sur deux indices : la corrélation entre les séries de précipitations et l'analyse des courbes de double cumul.

Les résultats de la corrélation des valeurs annuelles entre les stations de Yakouren et de Tagma ont donné un coefficient de 0,92 et sur le pas de temps mensuel un coefficient de 0,97.

Le Tableau suivant résume les valeurs des coefficients de corrélation entre les deux stations et leur moyenne.

	Yakouren	Tagma	Moy Yakouren et Tagma
Yakouren	1	0,92	0,97
Tagma		1	0,98
Moy Yakouren et Tagma			1

Les deux stations les plus proches (Yakouren et Tagma) sont assez similaires telles que le montre la **Figure II.7**, à l'exception des années 1988 et 1995. L'analyse d'homogénéité des deux stations est accomplie par la courbe de double cumul entre les deux stations illustrée par la **Figure II.8.a**. Aucune cassure n'est détectée. En plus, la courbe double cumul entre la station de Yakouren et la moyenne de Yakouren et Tagma montre une ligne parfaite (**Figure II.8.b**).

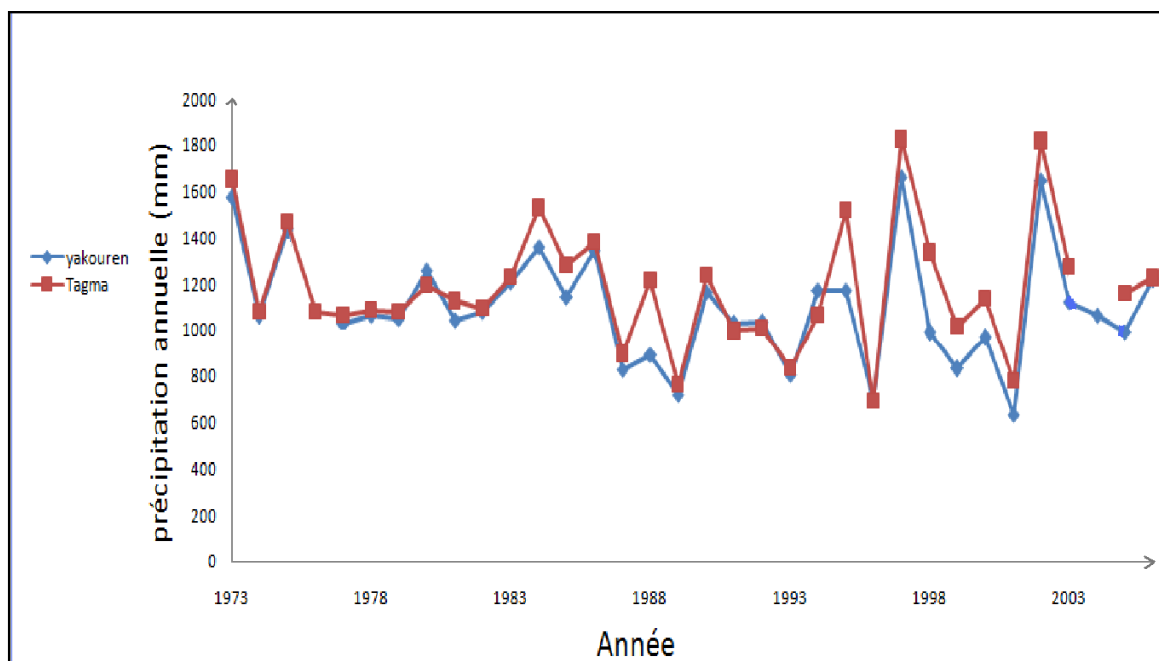


Figure II.7: Précipitations Annuelles aux Stations Avoisinant le Bassin Versant de Sidi Khelifa

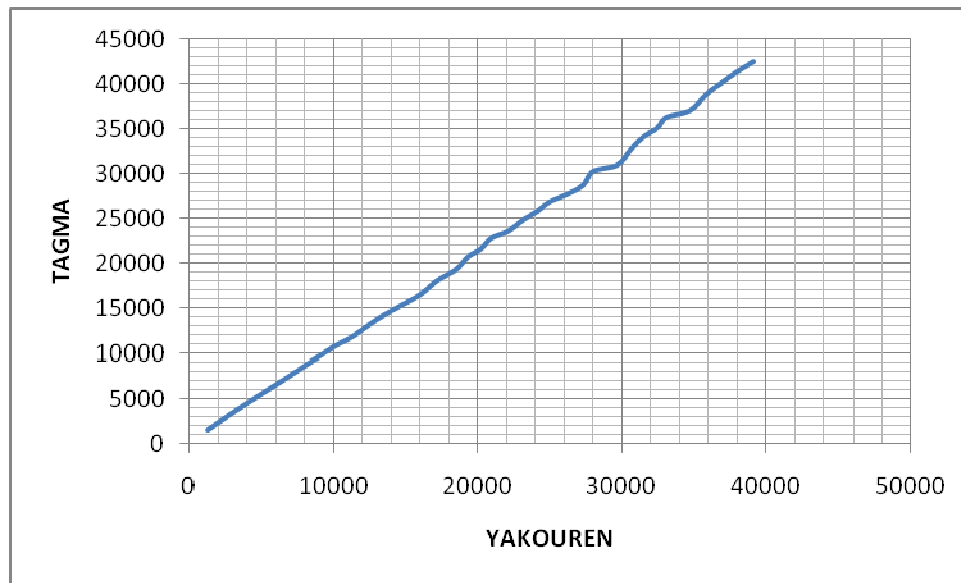


Figure II.8.a: Courbe de Double Cumul entre les Stations de YAKOUREN et celle de TAGMA

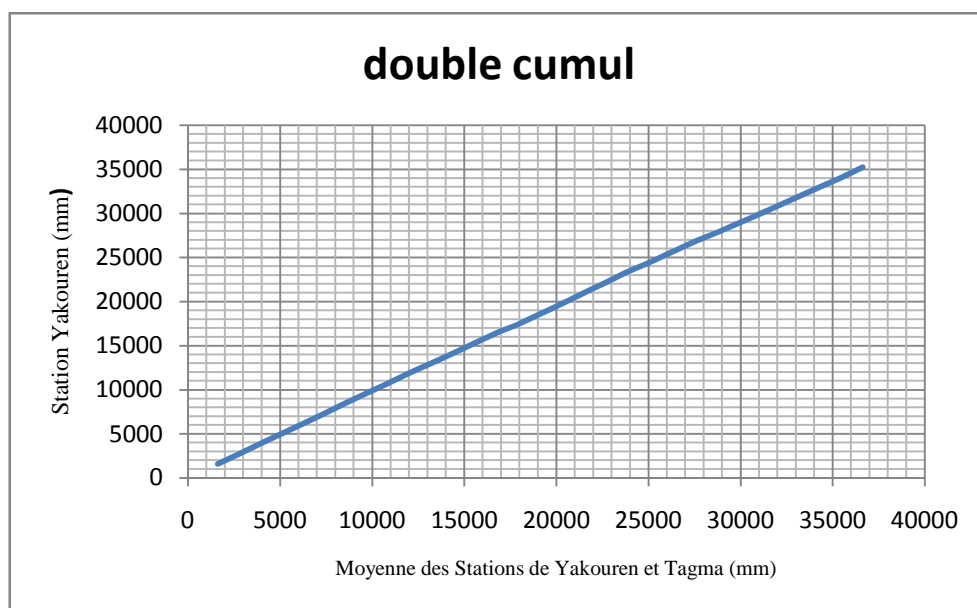


Figure II.8.b : Courbe de Double Cumul entre les Stations de Yakouren et la moyenne de YAKOUREN et de TAGMA

D'autre part, le test de WILCOXON a été utilisé pour comparer les stations YAKOUREN et TAGMA. Ce test, suggère que la différence entre les deux stations n'est pas statistiquement significative au niveau de signifiante de 5%.

(On utilisant le logiciel HYFRAN)

II.3.3. Comblement Des Lacunes

Pour le comblement des lacunes en utilise le logiciel HYDROLAB, qui se base sur la méthode d'analyse par composantes principales :

	yakouren	tagma
1969	1239,1	1340,003
1970	1602,3	1735,414
1971	1431,163	1549,1
1972	1671,82	1811,1
1973	1577	1651,3
1974	1060,9	1078,3
1975	1435,1	1468,2
1976	1000,002	1079,7
1977	1025,4	1064,1
1978	1064,5	1086,7
1979	1051,2	1081,1
1980	1259,1	1195,1
1981	1042,4	1126,9
1982	1078,1	1094,8
1983	1207,3	1229,2
1984	1360,5	1529,9
1985	1144,6	1282,5
1986	1342,4	1383,5
1987	829,4	894,5
1988	890,3	1217,1
1989	717,9	761,7
1990	1163,2	1235,9
1991	1024,1	996,9
1992	1033,2	1005,6
1993	806,4	834,6
1994	1173,4	1062,5
1995	1174,3	1518,7
1996	696	692
1997	1663	1824,8
1998	988,3	1335,4
1999	831,6	1013
2000	968,3	1138
2001	634,2	776
2002	1645,7	1816,3
2003	1120,5	1272,5
2004	1066,9	1152,531
2005	990,6	1160,5
2006	1220,6	1227,4

Tableau II.2 : Comblement des lacunes Annuelle

II.3.4. La Pluviométrie Moyenne Annuelle

La pluviométrie moyenne annuelle sur le bassin versant de Sidi Khelifa a été estimée à partir de la série formée par la moyenne des deux stations de YAKOUREN et de TAGMA.

Les caractéristiques de base de cette série de précipitations annuelles sont illustrées par le **Tableau II.3**.

Tableau II.3 : Statistiques de Base des Précipitations Annuelles (en mm) de la série de la moyenne des deux stations de YAKOUREN et de TAGMA

Nombre d'observations	39
Minimum	694.000
Maximum	1743.00
Moyenne	1183.11
Ecart-type	276.831
Médiane	1113.00
Coefficient de variation (Cv)	0.233987
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.463009
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.60175

Les cartes ANRH, comme déjà mentionné, suggèrent une moyenne de 1100 mm, égale à la moyenne observée (**Tableau II.3**).

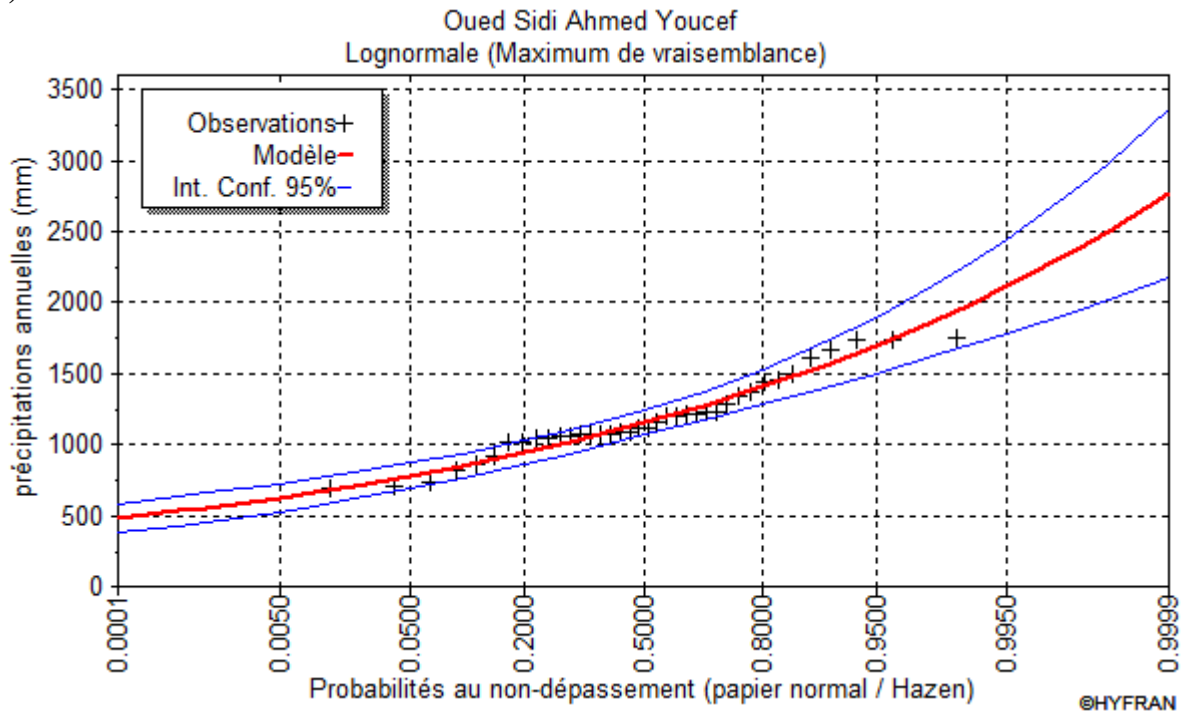
Une analyse fréquentielle est effectuée sur les précipitations annuelles de la série de la moyenne de Yakouren et Tagma. Les lois Normales, LogNormales, Gumbel, sont ajustées et testées. L'estimation de la validité de la bonne distribution est faite en utilisant les critères de Kolmogorov - Smirnov et le test de χ^2 pour un niveau de signifiante de 5 %. Les lois Normale et LogNormale nous donne un bon ajustement c'est pour ça qu'on adopte la moyenne des deux ajustements comme résultat de l'analyse fréquentielle des précipitations annuelles.

Les résultats de l'ajustement statistique sont montrés par le **Tableau II.4** et par la **Figure II.9**.

Tableau II.4 : Analyse Fréquentielle des Précipitations Annuelles de la série de la moyenne des deux stations de Yakouren et de Tagma

Période de retour T (ans)	fréquence	Précipitation moyenne annuelle
10000	0,9999	2490,145
1000	0,999	2212,585
100	0,99	1910,3
50	0,98	1810,55
20	0,95	1668,05
10	0,9	1548,055

a).



b).

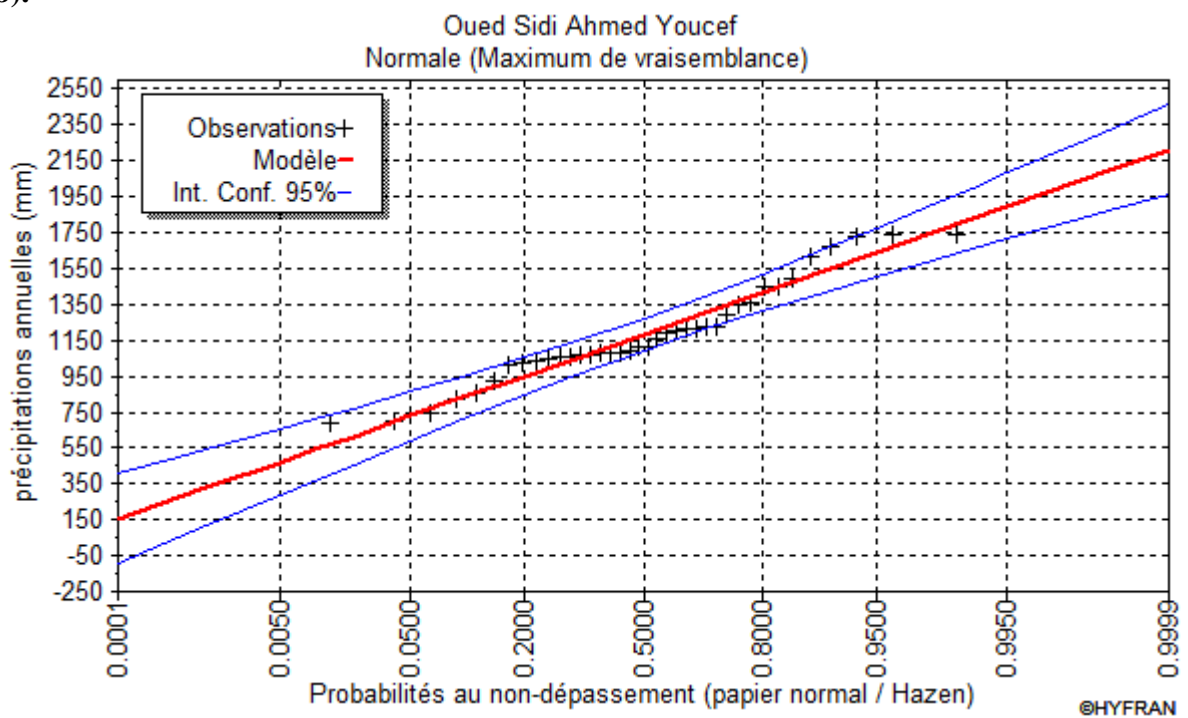


Figure II.9: Ajustement des lois (a) LogNormale et (b) Normale aux Précipitations Annuelles de la série de la moyenne des deux stations de Yakouren et de Tagma

II.3.5. La Pluviométrie Maximale Journalière

Les pluies maximales journalières (P_{jmax}) de fréquences rares causent des crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages. Pour leur évaluation, nous avons recours aux séries d'observations des P_{jmax} des deux stations Yakouren et Tagma.

Les caractéristiques de base des deux séries de précipitations journalières maximales sont illustrées dans le **Tableau II.5**.

Tableau II.5 : Statistiques de Base des Précipitations Journalières Maximales (en mm) des deux Stations Pluviométriques de Yakouren et de Tagma

	YAKOUREN	TAGMA
Nombre d'observations	41	37
Minimum	38.00	43.00
Maximum	172.0	182.0
Moyenne	91.17	88.69
Ecart-type	34.67	32.42
Médiane	85.50	84.00
Coefficient de variation (Cv)	0.3803	0.3655
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.6481	1.066
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.559	3.761

Une analyse fréquentielle est effectuée sur les précipitations maximales journalières de deux stations. Les lois Normale, LogNormale, Gumbel, sont ajustées et testées.

L'estimation de la validité de la bonne distribution est faite en utilisant les critères de Kolmogorov - Smirnov et le test de χ^2 pour un niveau de signifiante de 5 %.

La loi LogNormale produit le meilleur ajustement pour les deux stations. Les résultats de l'ajustement statistique sont montrés par le Tableau II.6 et par les **Figures (II.10)** et **(II.11)**.

Par mesure de sécurité, et comme il n'y a pas de raison pour préférer une des deux stations, les valeurs de Yakouren seront utilisées pour l'estimation des crues comme elles sont les plus élevées.

Tableau II.6 : Analyse Fréquentielle des Précipitations Maximales Journalières des deux Stations Pluviométriques de Yakouren et de Tagma

Période de Retour (ans)	Probabilité d'occurrence	Précipitations Maximales Journalières (mm)	
		YAKOUREN	TAGMA
10000.0	0.9999	357.4	307.9
1000.0	0.9990	280.3	247.0
100.0	0.9900	208.7	188.9
50.0	0.9800	187.8	171.7
20.0	0.9500	160.4	148.7
10.0	0.9000	139.4	130.9

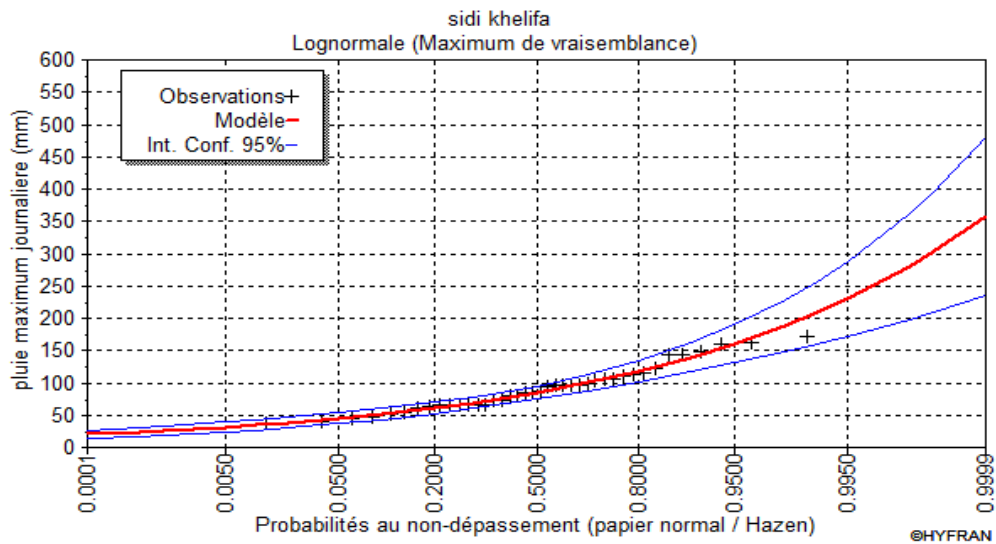


Figure II.10 : Ajustement de Loi Lognormale aux Précipitations Maximales Journalières de la Station de Yakouren

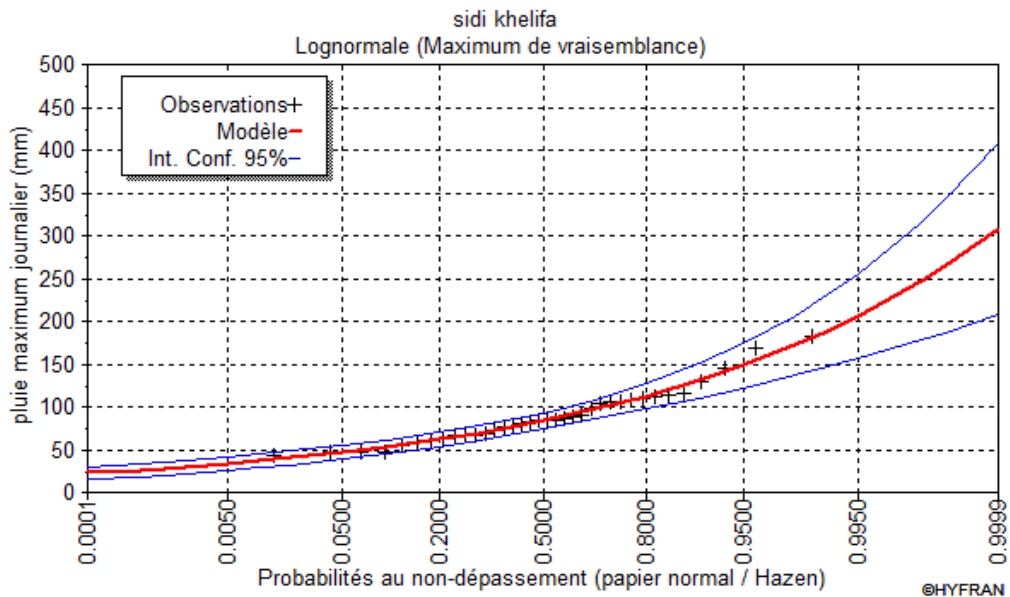


Figure II.11: Ajustement de Loi Lognormale aux Précipitations Maximales Journalières de la Station de Tagma

II.3.6. Pluie De Courte Duree

La pluie journalière peut dans certain cas, sous l’effet d’interactions pluvio-morphologiques se transformer en pluie de courte durée. Ces pluies servent au calcul des crues.

Leur répartition statistique a été déterminée par la formule de « BODY »

$$P_{tc} = P_{jmax} \left(\frac{t_i}{24} \right)^b$$

Avec :

- P_{tc} : pluie de courte durée pour une fréquence donnée
- P_{jmax} : pluie journalière maximale pour une fréquence donnée
- t_i : temps considère en heure
- b : exposant climatique égale 0,4

	période de retour	10	20	50	100	1000	10000
$t_i(h)$	P_{jmax}	139,4	160,4	187,8	208,7	280,3	357,4
1	P_{tc}	39,10	44,99	52,68	58,54	78,62	100,25
2		51,59	59,37	69,51	77,24	103,74	132,28
3		60,68	69,82	81,74	90,84	122,01	155,57
4		68,08	78,33	91,71	101,92	136,89	174,54
5		74,43	85,65	100,28	111,44	149,67	190,84
5,95		79,80	91,82	107,50	119,47	160,45	204,59

Tableau II.7 : Pluie de courte durée

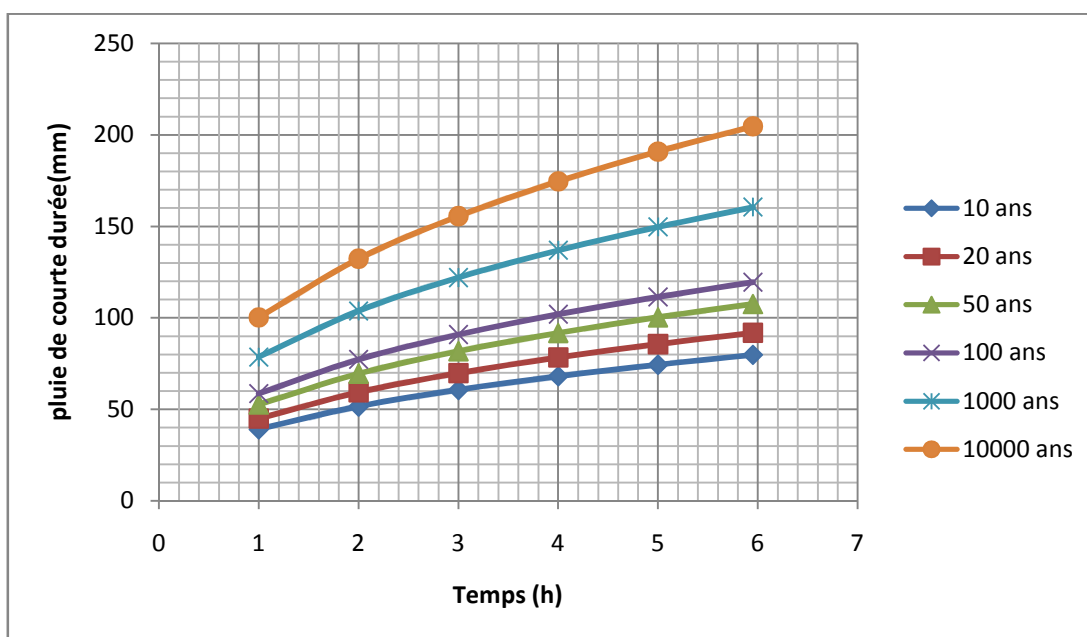


Figure II.12 : Pluie de courte durée

II.4. Les Apports Liquides

On appelle apport liquide toute quantité d'eau qui arrive à l'exutoire par an. Pour l'estimation de l'apport moyenne annuel au barrage de sidi khelifa, on utilise :

- Des formules empiriques
- Un Modèle analogique avec la station hydrométrique d'Azzefoun (020808)

II.4.1. Formules Empiriques

Les paramètres utilisés dans ces formules sont :

P_1 : pluie moyenne sur le bassin versant = 1180mm

S : superficie du bassin versant = 202 km²

L_e : lame d'eau ruisselée (mm)

ap : apport moyenne annuel (hm³)

$$ap = S * L_e * 10^3$$

1/Formule De TURC

$$L_e = P_1 - D$$

$$D = \frac{P_1}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_1}{l}\right)^2}} \text{ telle que } l = 300 + 25T + 0,05T^3 ; \quad T = 17^\circ\text{c}$$

2/ Formule De l'ANRH

$$ap = 0,915 * P_1^{2,82} * S^{0,842}$$

P_1 : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km²).

3 /Formule De SAMIE

$$ap = L_e * S$$

$$L_e = P_1^2 * (293 - 2,2 * \sqrt{S})$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P_1 : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km² du bassin versant.

4/ Formule De CHAUMONT

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0,6 * (1 - 10^{-0,36 P_1^2})$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P_1 * C_e$$

5/ Formule De COUTAGNE

Elle donne le déficit décaulent D tel que:

$$D = P_1 - \lambda P_1^2$$

$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * T}$$

T: température moyenne dans la zone d'étude. T= 17°C

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P_1 - D$$

Tableau Récapitulatif Des Résultats

Formules	Résultats (apport Hm ³)
TURC	83,78
SAMIE	73,62
CHAUMONT	97,93
COUTAGNE	88,45
formule de l' ANRH	79,89
Moy	84,73

II.4.2. Modèle Analogique

Cette méthode consiste à estimer l'apport annuel moyen de site à partir de l'apport annuel de la station hydrométrique d'Azzefoun qui ne mesure pas les débits du bassin versant de Sidi Khelifa.

La station Azzefoun (020808) proche du site du barrage et drainant un bassin de 35,8 km².

L'estimation de l'apport moyen annuel du BV de Sidi Khelifa est faite grâce à la série des apports spécifiques d'Azzefoun.

Apport de BV de Sidi Khelifa= apport de BV d'Azzefoun*ration

$$\text{Ration} = \frac{\text{surface de BV sidi khelifa} * \text{pluviométrie de BV sidi khelifa}}{\text{surface de BV Azzefoun} * \text{pluviométrie de BV Azzefoun}}$$

Avec : pluviométrie de BV sidi khelifa= pluviométrie de BV Azzefoun

Donc
$$\text{Ration} = \frac{\text{surface de BV sidi khelifa}}{\text{surface de BV Azzefoun}}$$

années	apport annuel d'Azzefoun(Hm ³)	apport annuel de sidi khelifa(Hm ³)
1973	34,374	193,955
1974	6,938	39,147
1975	19,552	110,323
1976	8,199	46,265
1977	19,237	108,544
1979	8,199	46,265
1980	26,490	149,470
1982	10,407	58,720
1984	19,868	112,103
1987	22,763	128,437
1988	6,906	38,969
1989	0,060	0,338
1990	7,338	41,407
1992	9,155	51,656
1993	2,990	16,869
1994	7,291	41,140
1996	0,669	3,772
1998	16,411	92,601
1999	3,003	16,943
moy annuel	12,097	68,259

Tableau II.8 : Apport annuel d'Azzefoun et de sidi khelifa

II.5. Répartition Mensuelle Des Apports

La répartition mensuelle des apports moyens est étudiée à l'aide de la série des apports d'Azzefoun. Elle est illustrée par la **Figure II.13**.

Il est à noter que les apports du mois d'Août sont formés par des crues exceptionnelles résultantes d'orages convectifs. Ces orages sont peu fréquents mais génèrent des crues importantes.

mois	apport(Hm3)	apport(%)
sep	0,625	0,92
oct	0,822	1,21
nev	3,818	5,60
dec	14,001	20,55
jan	9,683	14,21
fev	11,765	17,27
mar	14,309	21,00
avr	6,414	9,41
mai	1,926	2,83
jui	0,181	0,26
juil	0,008	0,01
Aout	4,391	6,44
Annuel	68,259	100,00

Tableau II.9 : apports moyens mensuels de sidi khelifa

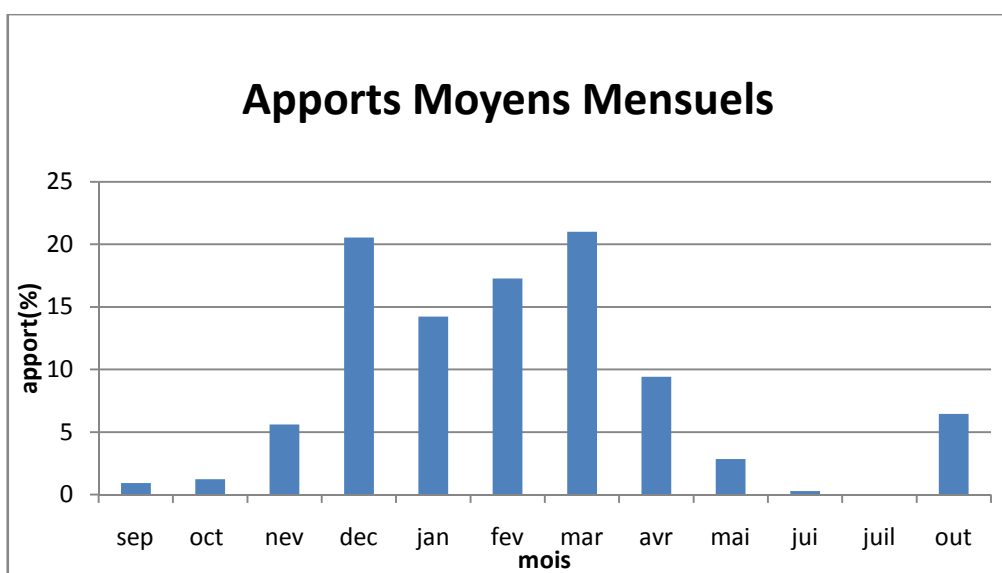


Figure II.13 : Apports Moyens Mensuels de sidi khelifa

II.6. Etude Des Crues

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquents et la définition de la forme de l'hydrogramme.

II.6.1. Définition De La Crue

On appelle crue l'élévation du niveau d'un cours d'eau provoquée par les pluies ou par la fonte de neige qui risque de causer des dégâts.

La crue est caractérisée par :

- Son débit maximum instantané.
- Sa durée.
- Le volume total écoulé.

II.6.2. Evaluation Des Débits Maximum Des Crues

Il existe plusieurs méthodes pour la recherche du débit maximum de crue :

- Les formules empiriques
- Les lois statistiques

II.6.2.1. Les Formules Empiriques

a). Formule De Sokolovsky

$$Q_{\max} = \frac{0,28 * S * \alpha * P_{ic} * f}{T_c}$$

S: superficie du bassin versant.

P_{ic} : pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0.6 < \alpha < 0.8$)

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1.2$.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Qmax (m ³ /s)	637,20	733,18	858,38	953,96	1281,18	1633,64

b). Formule De Mallet-Gauthier

$$Q_{\max} = 2k \log(1 + AP) * \frac{S}{\sqrt{L}} * \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L: longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional qui varie de 20 à 30, pour la grande Kabylie égal à 25.

K : constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant égal à 2,5.

P: précipitation moyenne interannuelle.

T: période de retour (ans).

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Qmax (m3/s)	2164,69	3154,13	4476,10	5485,05	8881,79	12335,81

c). Formule De Turazza

$$Q_{\max} = \frac{S * C * p_t}{3,6 * T_c}$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

T_c: temps de concentration.

P_t: pluies fréquentielles de courte durée (mm).

C : coefficient de ruissellement pour une période de retour donnée ;

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
C	0,65	0,7	0,72	0,8	0,85	0,95
Pjmax (mm)	139,4	160,4	187,8	208,7	280,3	357,4
Qmax (m3/s)	854,49	1058,85	1275,15	1574,51	2246,85	3201,92

d). Formule De Fuller

$$Q_{\max} = q_1 * \left(1 + \frac{2,66}{S^{0,3}}\right) * (1 + 0,8 \log(T))$$

q₁ : moyenne des débits maximum journaliers (m³/s) ;

T : période de retour (ans);

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Qmax (m3/s)	133,32	151,15	174,73	192,57	251,82	311,07

Tableau récapitulatif des résultats

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Sokolovsky	637,20	733,18	858,38	953,96	1281,18	1633,64
Mallet-Gauthier	2164,69	3154,13	4476,10	5485,05	8881,79	12335,81
Turazza	854,49	1058,85	1275,15	1574,51	2246,85	3201,92
Fuller	133,32	151,15	174,73	192,57	251,82	311,07

II.6.2.2. Les Loïs Statistiques

Pour l'évaluation des débits maximaux (Q_{max}) de fréquences rares (ou périodes de retour élevées), nous avons recours aux séries obtenues par l'analogie entre la station d'Azzefoun et le BV sidi khelifa.

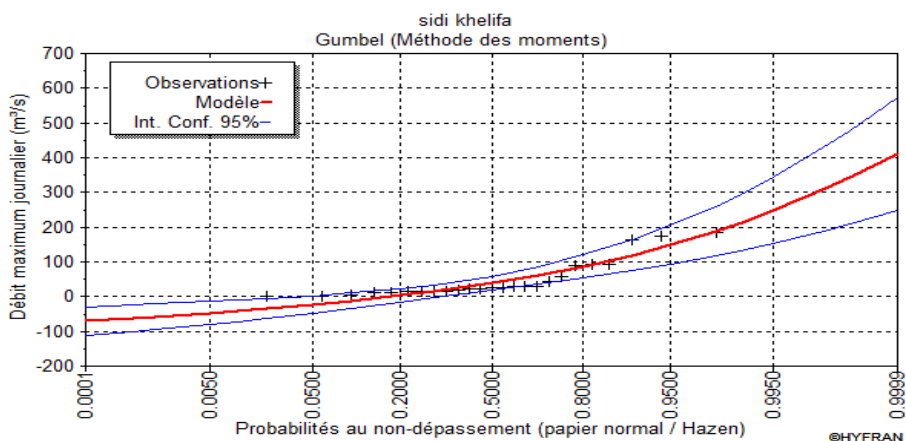
Les caractéristiques de base des séries de débits maximaux sont illustrées dans le **Tableau II.10**.

Tableau II.10 : Statistiques de base des séries de Débits Maximaux de sidi khelifa

Nombre d'observations	26
Minimum	1.6
Maximum	185
Moyenne	48.06
Ecart-type	54.1
Médiane	25.7
Coefficient de variation (Cv)	1.12
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.62
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.75

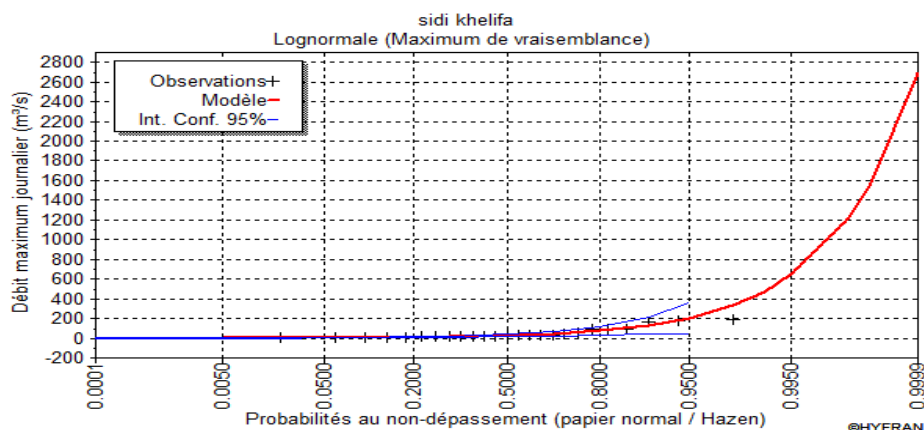
1. GUMBEL

T (ans)	Q	Q_{max} (m³/s)
10000.0	0.9999	412.264
1000.0	0.9990	315.106
100.0	0.9900	217.777
50.0	0.9800	188.322
20.0	0.9500	149.015
10.0	0.9000	118.647



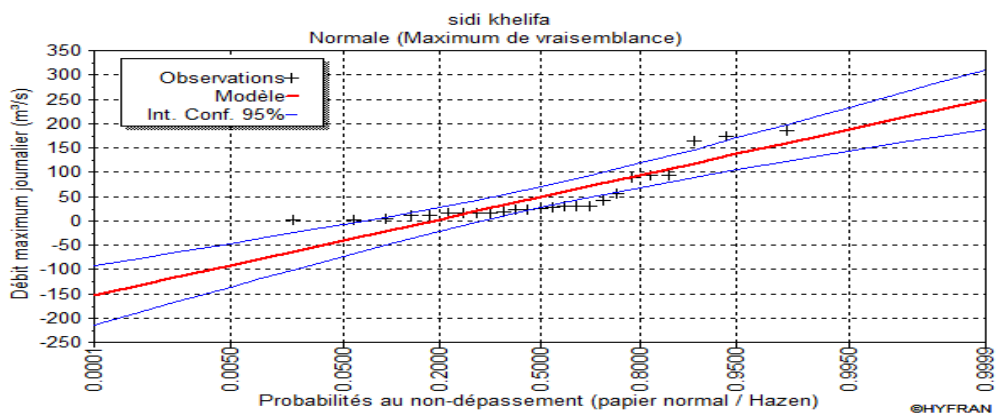
2. Lognormale

T (ans)	q	Q _{max} (m ³ /s)
10000.0	0.9999	2688.77
1000.0	0.9990	1226.93
100.0	0.9900	472.973
50.0	0.9800	336.570
20.0	0.9500	202.017
10.0	0.9000	128.340



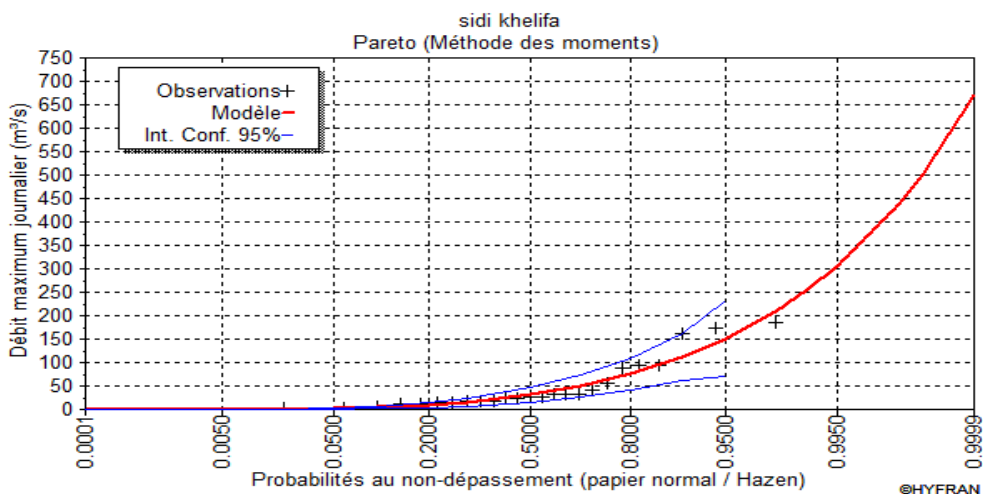
3. Normale

T (ans)	q	Q _{max} (m ³ /s)
10000.0	0.9999	249.292
1000.0	0.9990	215.280
100.0	0.9900	173.957
50.0	0.9800	159.208
20.0	0.9500	137.079
10.0	0.9000	117.412



4. Pareto

T (ans)	q	Q _{max} (m ³ /s)
10000.0	0.9999	669.206
1000.0	0.9990	437.024
100.0	0.9900	254.904
50.0	0.9800	208.197
20.0	0.9500	151.467
10.0	0.9000	112.052



La loi Lognormale produit le meilleur ajustement, donc :

T (ans)	q	Q _{max} (m ³ /s)
10000.0	0.9999	2688.77
1000.0	0.9990	1226.93
100.0	0.9900	472.973
50.0	0.9800	336.570
20.0	0.9500	202.017
10.0	0.9000	128.340

II.7. Hydrogramme De Crue

L'hydrogramme de crue est une fonction $Q=f(t)$ qui exprime la variation du débit maximum en fonction du temps pour une période de retour donnée.

Son utilité intervient lors du laminage des crues d'une part, et le dimensionnement du barrage d'autre part.

L'hydrogramme permet aussi d'estimer les caractéristiques de la crue à savoir : le volume, la forme, le temps de montée et de base.

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^m$$

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
1	3,63	5,71	9,51	13,36	34,66	75,95
2	14,50	22,83	38,03	53,44	138,63	303,79
3	32,63	51,36	85,56	120,24	311,91	683,54
4	58,00	91,30	152,11	213,76	554,51	1215,18
5	90,63	142,66	237,67	334,00	866,41	1898,71
5,95	128,34	202,02	336,57	472,97	1226,93	2688,77

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max} * \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^n$$

Avec :

Q_{\max} : débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m , t_d : temps de montée et de décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits m=2 et n=3.

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = \alpha t_m$, et $t_m = t_c$

α	Caractéristiques de bassin versant
2-2,5	Si le bassin versant a petit cours d'eau et de faible perméabilité
3-4	Si le bassin versant a petit cours d'eau, boisé et perméable
4-7	Pour grand et moyens cours d'eau avec terrasse de déformation

De notre cas, la géologie et la morphologie de bassin versant de sidi khelifa nous permet

de choisir un $\alpha = 4$.

On a donc:

$$t_m = t_c = 5,95h$$

$$t_d = 4 t_m = 23,8 h$$

$$t_b = t_m + t_d = 29,75 h$$

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
1	115,828	182,323	303,758	426,863	1107,318	2426,645
2	104,157	163,952	273,151	383,853	995,744	2182,135
3	93,298	146,858	244,673	343,832	891,929	1954,628
4	83,221	130,996	218,246	306,695	795,592	1743,510
5	73,897	116,320	193,794	272,333	706,455	1548,169
6	65,297	102,782	171,240	240,639	624,237	1367,992
7	57,391	90,338	150,508	211,505	548,660	1202,367
8	50,151	78,941	131,520	184,822	479,443	1050,680
9	43,547	68,546	114,201	160,483	416,306	912,320
10	37,549	59,106	98,473	138,381	358,972	786,673
11	32,130	50,574	84,259	118,408	307,159	673,126
12	27,258	42,906	71,484	100,455	260,588	571,068
13	22,906	36,055	60,070	84,415	218,979	479,885
14	19,043	29,976	49,941	70,181	182,054	398,965
15	15,641	24,621	41,020	57,644	149,532	327,694
16	12,671	19,945	33,229	46,696	121,134	265,461
17	10,103	15,902	26,494	37,231	96,580	211,652
18	7,907	12,446	20,736	29,140	75,591	165,656
19	6,055	9,531	15,880	22,315	57,887	126,858
20	4,518	7,111	11,848	16,649	43,189	94,647
21	3,265	5,140	8,563	12,034	31,216	68,410
22	2,269	3,571	5,950	8,361	21,690	47,533
23	1,499	2,360	3,931	5,524	14,331	31,405
24	0,927	1,459	2,430	3,415	8,859	19,413
25	0,522	0,822	1,370	1,925	4,994	10,944
26	0,257	0,405	0,674	0,947	2,457	5,385
27	0,101	0,160	0,266	0,374	0,969	2,124
28	0,026	0,041	0,069	0,096	0,250	0,547
29	0,002	0,003	0,005	0,008	0,020	0,043
29,75	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau II.11 : Hydrogramme des crues

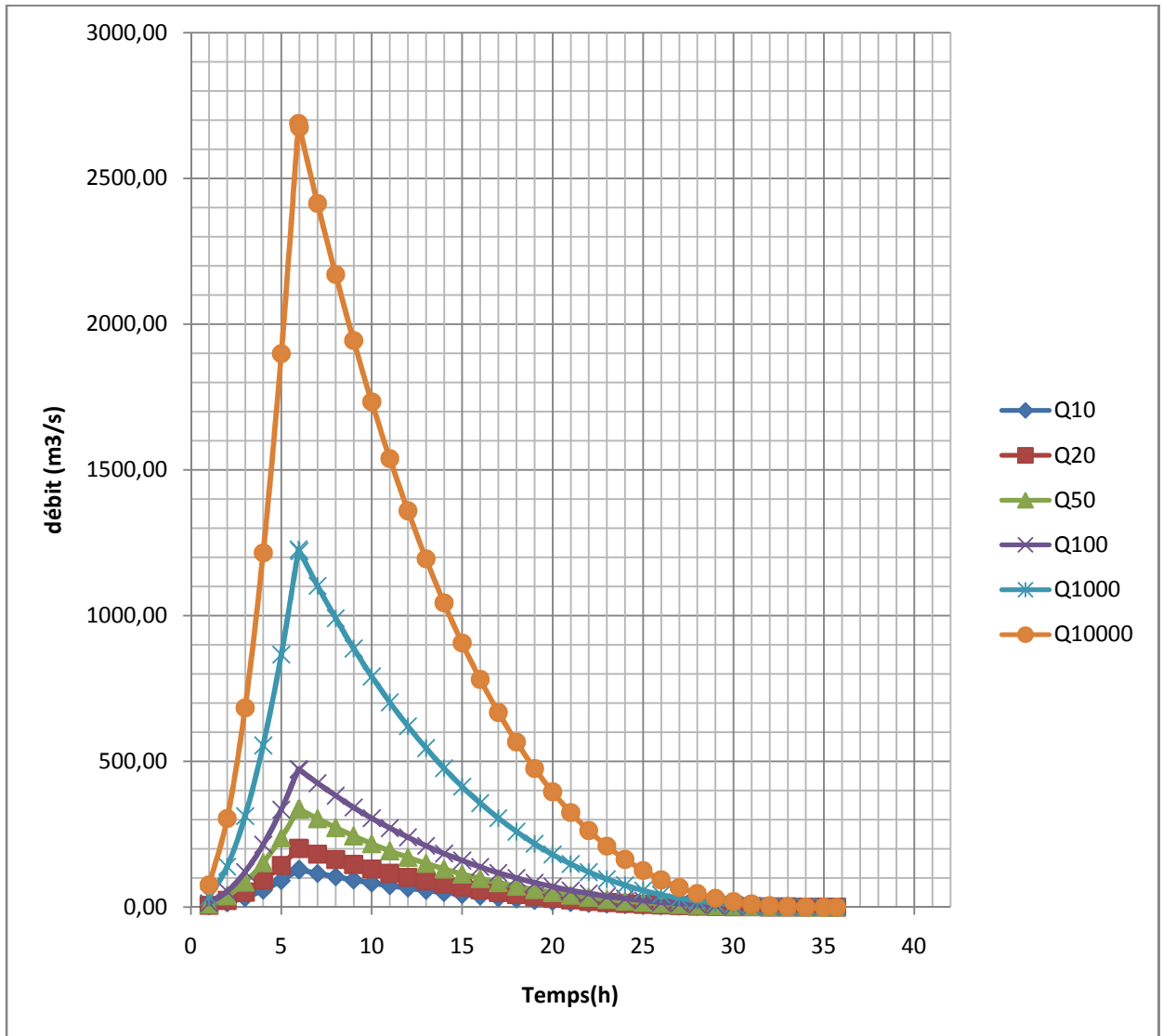


Figure II.14 : Hydrogramme des crues pour différents périodes de retour

II.8. Transport Solide

L'étude du transport solide permet d'évaluer le taux d'érosion (t/km²/an), qui permet d'estimer le volume mort du réservoir. Ce paramètre est nécessaire aussi pour les travaux d'aménagement du bassin versant afin d'augmenter la durée de vie du barrage et limiter au minimum le phénomène d'envasement tant redouté.

Afin d'apprécier ce taux, on a recours aux relevés des différentes stations de mesures. La station d'Azzefoun ne dispose que de 11 années d'observation (1976-1987), avec un taux moyen de 560 (t/km²/an). Cette période d'observation est considérée comme courte, et n'est pas suffisante pour évaluer le volume de transport solide (en suspension) car elle ne permet pas d'analyser l'évolution du cours d'eau et son comportement. De plus les chiffres donnés semblent faibles par rapport à configuration de la région Nord-africaine, bien que 80% du BV soit couvert par des forêts claires et denses. Pour le transport solide par charriage, on ne dispose d'aucune donnée.

L'étude hydrologique a eu recours à des méthodes empiriques comme [9]:

1. Formule De TIXERON

Elle tient compte de l'apport liquide moyen annuel, de la superficie du bassin versant et de coefficient de perméabilité du sol. Elle est basée sur les données de 31 bassins versant en Tunisie et 9 en Algérie.

$$T_a = \alpha L_r^{0,15}$$

Avec :

T_a : apport solide moyen annuel (t/km²/ans)

α : Paramètre caractéristique de perméabilité

L_r : lame d'eau écoulée (mm)

Perméabilité	élevée	Moyenne à élevée	Faible à moyenne	faible	nulle
α	8,5	75	350	1400	3200

Cette formule est applicable si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$90\text{km}^2 \leq S \leq 22000\text{km}^2$$

$$90\text{km}^2 \leq 202\text{km}^2 \leq 22000\text{km}^2 \quad \text{vérifier}$$

$$L_r = \frac{ap_{\text{moy}}}{S}$$

Avec : ap_{moy} : apport moyen annuel.

S : superficie de bassin versant

$$L_r = \frac{68,256 * 10^6}{202 * 10^6} = 0,3379 \text{ m} \quad L_r = 337,9\text{mm}$$

$$\alpha = 350 ;$$

$$T_a = 838,3\text{t/km}^2/\text{ans}$$

2. Formule De FOURNIER

Cette formule est applicable au nord de l'Algérie et elle tient compte de la pluviométrie et de la topographie du bassin versant.

$$T_a = \frac{1}{36} \left[\frac{P_{mes/max}}{P_{an}} \right]^{2.65} \times \left[\frac{h^2}{S} \right]^{0.46}$$

Avec :

$P_{mes/max}$: pluviométrie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux (mm)

P_{an} : pluviométrie moyenne annuelle

h : 45% de la différence des altitudes maximales et minimales

$P_{mes/max} = 454,9 \text{ mm}$

$P_{an} = 1180 \text{ mm}$

$$h = \frac{45}{100} (1470 - 22) \quad h = 651,6 \text{ m}$$

$$T_a = 829,02 \text{ t / km}^2 / \text{ans}$$

3. Formule De GRAVILLOVIC

Elle fait intervenir l'indice climatique (coefficient de température) et des caractéristiques physiques du bassin versant :

$$T_a = T_{ap} * c_{rm}$$

Avec :

T_{ap} : taux de production des matériaux

$$T_{ap} = \alpha * P_{am} * \pi * \sqrt{Z^3}$$

Avec :

P_{am} : pluviométrie moyenne annuelle (mm)

Z : coefficient empirique lié à l'érosion de bassin versant ;

Type d'érosion	Z
Erosion excessive	1-1,5
Intensive	0,7-1
Moyenne	0,4-0,7
Faible	0,2-0,4
Très faible	0,1-0,2

Dans notre cas on prend $Z=0,4$

α : coefficient de température ;

$$\alpha = \frac{T}{10} + 0,1 \quad \alpha = 1,8$$

$$T_{ap} = \alpha * P_{am} * \pi * \sqrt{Z^3}$$

$$T_{ap} = 1,8 * 1180 * 3,14 * \sqrt{0,4^3} = 1687,23 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

C_{rm} : coefficient climatique

$$C_{rm} = \frac{\sqrt{p} \times H_{moy}}{0,2(L + 10)}$$

Avec :

P : périmètre du bassin versant

H_{moy} : altitude moyenne

L : longueur de thalweg principale

$$C_{rm} = 0,688$$

$$T_a = 1160 \text{ t/km}^2/\text{an.}$$

Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus

La méthode	T_a (t/km ² /an)
FORMULE DE TIXERON	838,3
FORMULE DE FOURNIER	829,02
FORMULE DE GRAVILLOVIC	1160

Remarque

On remarque que les deux formules (TEXERON et FOURNIER) donnent presque le même résultat, par conséquent, on opte la moyenne des deux formules comme valeur pour l'apport solide (taux d'abrasion), $T_a = 833,66 \text{ t/km}^2$

II.9. Conclusion

Le bassin versant du Sidi Khelifa n'a pas été étudié de façon approfondie, ce qui explique le manque de données et de renseignements que nous avons rencontré dans ce chapitre.

Cependant, l'inexistence de stations pluviométriques et de station hydrométriques à l'intérieur du bassin versant nous a contraint à adopter des résultats d'observation, de données pluviométriques et hydrométriques du bassin versants voisins.

Concernant la pluviométrie du bassin versant de l'Oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY), objet de notre étude, nous l'avons étudié à partir des données des stations pluviométriques qui se trouvent aux alentours du bassin versant, ce qui nous a permis d'utiliser les méthodes (THIESSEN, ajustement).

L'inexistence de stations hydrométriques dans le bassin versant, nous a conduit à utiliser des formules empiriques et des méthodes d'analogie afin de déterminer l'apport moyen annuel du bassin versant.

Néanmoins, les résultats obtenus paraissent fiables et représentatifs de la région.

Chapitre III :

conception sommaire de l'évacuateur de crue

III.1.Introduction

L'évacuateur de crues peut être défini d'une manière concise, comme étant, le complexe des ouvrages qui assure l'évacuation des eaux de crues du bief amont au bief aval.

Un évacuateur de crues a pour objet de laisser passer les débits exceptionnels dans les meilleures conditions de capacité d'évacuation et de sécurité de l'ouvrage, par conséquent il doit nous assurer :

- Une évacuation suffisante afin que le passage de la crue n'entraîne pas la submersion de l'ouvrage de retenue (surtout si celui-ci est en terre) ;
- La sécurité de l'ouvrage d'évacuation ;
- La sécurité des aménagements ;

III.2.Composants D'un Evacuateur De Crue [3]

Pour distinguer les différents évacuateurs de crue, il est nécessaire de définir les parties qui composent celle-ci :

- Une section de contrôle du débit, à l'amont ;
- Un chenal ou une galerie dans lequel le débit s'écoule d'amont en aval ;
- Un dissipateur d'énergie à l'aval ;

Dans certains cas, s'y ajoutent :

- Un canal d'amenée entre le réservoir et la section de contrôle du débit ;
- Un chenal de fuite ou de restitution, à l'aval du dissipateur ;

Ces composantes peuvent être prendre les formes les plus variées.

III.2.1.Section De Contrôle

Le contrôle du débit est le plus souvent assuré par un déversoir, soit un déversoir à écoulement libre, avec ou sans vanne, soit un déversoir noyé.

Un autre débit de contrôle peut être assuré par un orifice (évacuateur de fond ou demi-fond mais parfois aussi pour les évacuateurs de surface) ;

On rencontre également le cas de l'évacuation des crues par conduits en charge (évacuateur par galerie de fond) ou en dépression (évacuateur en siphon)

III.2.2.Chenal Ou Galerie De L'évacuation De Crue

L'élément hydraulique qui conduit le débit de crue de section de contrôle en amont, à la ravière à l'aval, présente des formes variées. Ces formes dépendent surtout du type de barrage et de la topographie de la vallée.

Dans le cas des barrages poids en béton, des barrages poids voûtes et des barrages contrefort, c'est un coursier à forte pente qui prolonge le déversoir, et qui s'appuie sur le parement aval, sur un contrefort ou même la centrale au pied de barrage.

Les barrages voûtes et surtout à double courbe, peuvent difficilement être munis d'un coursier complet. Le plus souvent c'est à jet libre, soit à partir d'un déversoir superficiel, soit par un orifice de fond ou de demi-fond que l'eau est envoyée vers l'aval. La dissipation de l'énergie se réalise dans un bassin d'amortissement au pied de l'ouvrage.

Au droit des barrages en terre ou en enrochement, on préfère en général un déversoir débouchant dans un chenal à surface libre de type « long », soit dans une vallée latérale, soit à cote du barrage.

III.2.3. Dissipateur D'énergie

Il constitue un des éléments essentiels de l'évacuateur. Le dissipateur d'énergie se réalise par frottements et chocs, soit un contact liquide-structure, liquide-liquide ou liquide-air.

Les principaux types sont :

- Bassin de dissipation à ressaut hydraulique
- Bassin de réception d'un jet libre
- Dissipation au sein même d'un coursier, par dents de dissipation ou blocs brise-charge
- Passage du débit dans des organes dissipateur (vannes à jet creux....)

III.3. Classification Des Evacuateurs

Pour chaque projet, les évacuateurs constituent, un ouvrage original dépendant de tellement de paramètres différents, qu'il est difficile de classer ce type d'ouvrage.

Cependant certains critères peuvent être proposés :

III.3.1. Critères D'utilisation

On distingue suivant la fréquence de fonctionnement et le degré de protection des parties constituants d'évacuateur :

- Les évacuateurs de services : déversant régulièrement
- Les évacuateurs auxiliaires : conçus pour des crues plus rares
- Les évacuateurs de secours : conçus pour évacuer une crue exceptionnelle avec un minimum de danger

III.3.2. Critère D'exploitation

Suivant le degré de contrôle des débits évacués on distingue :

- Les évacuateurs avec vanne : permettent un réglage du débit ou contrôle de celui-ci ;
- Les évacuateurs à déversement libre ou évacuateurs libres : qui fonctionnent dès que l'eau atteint le niveau du seuil.

III.3.3. Loi Faisant Les Hauteurs D'eau Aux Débits

Celle-ci constitue la caractéristique principale du point de vue exploitation et sécurité :

- Débits proportionnels à $(h_{am})^{3/2}$: cas du déversoir en fonctionnement dénoyé, c'est le plus sûr en cas de débit supérieur « au de débit de la crue de projet ».
- Débits proportionnels à $(h_{am})^{1/2}$: cas des vannes de fond et des orifices en général, une meilleure vitesse est assurée pour les petits débits, mais la possibilité de sur-débit est moins bien tolérée que dans le cas précédent.
- Débits proportionnels à $(h_{am}-h_{av})^{1/2}$: cas des galeries en charges et des déversions noyées, leurs dépendance vis-à-vis de la hauteur d'eau à l'aval leur confère une moins grande souplesse de fonctionnement.
- lois mixtes : cas de l'évacuation en tulipe, qui selon le débit, peut se comporter comme un déversoir, un orifice ou une galerie en charge, les sur-débits son mal tolérés.
- Débits fixes mais intermittents : cas de siphon, permet un réglage de hauteur d'eau mais n'autorise aucune réserve en sur-débit.

III.3.4. Critères Topographique

La topographie et le type de barrage imposent souvent le type d'évacuation :

- Les évacuations incorporées dans le barrage (barrage voûte, poids et contrefort), soient de surface ou de fond.
- Evacuateur de rives, construit à coté du barrage et creusé la rive de la vallée.
- Evacuateur de col : est construit en un point bas du périmètre de retenue.

III.4. Différents Types D'évacuateurs De Crue [15]

Suivant leur type de fonctionnement hydraulique, les évacuateurs de crue peuvent être classés en deux grandes catégories :

- les évacuateurs en charge ;
- les évacuateurs de surface ;

a) Les évacuateurs de surface :

les évacuateurs de surface conduisent à des écoulements à surface libre avec une accélération continue depuis un seuil de contrôle placé à une côte très voisine du niveau normal de retenue, celui-ci débite dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral), ou perpendiculaire au seuil (entonnement frontal) ; le chenal ne sert qu'à contourner le sommet du barrage donc sa longueur est faible, sa pente est faible et le régime est fluvial, il amène l'eau au coursier qui commence en général par un convergent provoquant une singularité et changeant le régime d'écoulement en torrentiel, La forte pente du coursier permet de rattraper la différence de niveau entre la retenue et le lit de la rivière à l'aval et aboutit dans un ouvrage de restitution qui transforme l'énergie mécanique en énergie de turbulence.

Parmi les évacuateurs de surface, en distingue : les évacuateurs rectilignes, latéraux, en bec de canard, labyrinthe, etc.....

b) Les évacuateurs en charge :

L'eau transite en aval par une galerie de gros diamètres disposée sous le barrage ou latéralement sur l'une des rives, cette conduite est alimentée par un puits ou par un déversoir à crête circulaire appelé tulipe qui peut être monté sur une tour. Ce type fonctionne comme un déversoir tant qu'il est dénoyé, dès qu'il devient noyé, il fonctionne comme un orifice à veine moulée.

Les évacuateurs de fond et de demi-fond fonctionnent en charge, leur débit est presque toujours contrôlé par une vanne placée à l'extrémité aval, ils sont utilisés pour évacuer les grands débits à faible charge, parfois pour éliminer les sédiments, se sont donc des vidanges plutôt que des évacuateurs.

c) L'écoulement peut être aussi à surface libre avec seuil de contrôle à l'amont et devenir en charge sur tout le parcours par une conduite dans laquelle les dépressions doivent être évitées.

Selon les conditions de réglage du débit, on distingue :

- Les évacuateurs commandés (avec vanne) ;
- Les évacuateurs sans organe de réglage (automatique) ;

III.5.Facteurs Intervenant Dans Le Choix Du Type D'évacuateur

Outre l'importance du risque en termes de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- a) La qualité des prévisions de crue;
- b) La sismicité de la zone de l'aménagement ;
- c) La durée et les degrés d'utilisation ;
- d) Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé ;
- e) Le type de barrage ;

III.5.1.La Qualité Des Prévisions De Crue

Le bon sens conduit à ne pas faire dépendre étroitement l'existence du barrage d'une erreur par défaut relativement faible sur la crue de projet. Autrement dit, la capacité nominale de l'évacuateur devrait augmenter rapidement s'il arrivait que ce niveau soit dépassé accidentellement par suite d'une sous-évacuation de la crue de projet.

L'évacuateur de surface répond mieux à cette condition que l'évacuateur en charge. Puisque sa capacité augmente avec la puissance $(3/2)$ au lieu de $(1/2)$ de la charge sur l'entonnement, parfois, pour accroître la sécurité on complète par un évacuateur auxiliaire ou de secours.

III.5.2.Séismicité De La Zone D'aménagement

Le degré de séismicité de la zone d'aménagement et les doutes qu'on peut entretenir sur la qualité de l'exploitation concernent principalement le problème de savoir si l'installation de vannes est judicieuse ou non.

III.5.3.La Durée Et Les Degrés D'utilisation

La dégradation par cavitation et abrasion dépendent de la durée cumulée de fonctionnement de l'évacuateur et de l'importance des débits transités à chaque utilisation. Toutes choses égales par ailleurs, elles s'accroissent avec la durée de fonctionnement.

Tous les types d'évacuateur sont susceptibles de subir des dégradations par cavitation ou abrasion, de sorte que le choix du type à retenir n'est pas dicté strictement par la probabilité d'occurrence plus ou moins forte de ces phénomènes. Par contre, à l'intérieur du type choisi, des dispositions et protections s'imposent en cas de risque élevé, pour retarder les dégradations et faciliter leur réparation.

III.5.4.Les Conditions Topographiques Et Géologiques Particulières Du Site Aménagé

Ces conditions représentent aussi un facteur de choix important, indissociable bien souvent de l'un ou l'autre des facteurs précédents. Un site peut être naturellement favorable à un évacuateur de surface non vanné (possibilité d'aménager un seuil très long et un coursier relativement court aux prix d'un minimum d'excavation) tandis qu'un autre s'accommode mieux d'ouvrages souterrains avec ou sans possibilités de mise en charge.

La possibilité d'utiliser dans le remblai du barrage, les matériaux provenant des excavations d'un évacuateur de rive est aussi un élément économique qui peut être déterminant dans le choix du parti.

III.5.5.Le Type De Barrage

Il est possible d'incorporer tout ou une partie des évacuateurs de crue aux barrages en béton, ce qui souvent procure une économie substantielle et permet de restituer le flot déversant directement dans le lit principal suivant l'axe longitudinal de la vallée.

Les barrages en remblai exigent des évacuateurs séparés pour lesquels la réorientation du flot déversant à l'aval de l'ouvrage pose parfois un problème difficile.

La submersion du barrage consécutive à une insuffisance ou défaillance de l'évacuateur aurait des conséquences immédiatement dramatiques dans le cas des barrages en remblai.

C'est pourquoi les critères de projet touchant la capacité totale d'évacuations, le type et le nombre de vannes et la revanche au-dessus du niveau maximal de retenue supputé sont plus sévères dans le cas d'un barrage en remblai que dans celui d'un barrage en béton.

III.6.Choix De Type D'évacuateur

Le choix de type d'évacuateur se fait en trois catégories de solutions :

- En galerie sous remblai ;
- De surface en rive ;
- En galerie dans la rive ;

En Galerie Sous Remblai

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

En Galerie Dans La Rive

Même chose que la galerie sous le remblai; et aussi la géologie des rives ne permet pas creusé la galerie en toute sécurité.

De Surface En Rive

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet son implantation.

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

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

III.7.Les Différents Types De Déversoir

Un déversoir est un dispositif qui permet de contrôler le débit, et d'évacuer les crues en toute sécurité dans le cas de son utilisation dans les ouvrages hydrauliques.

Les paramètres caractéristiques du déversoir sont :

- ✓ La charge sur le seuil du déversoir
- ✓ Largeur du déversoir
- ✓ L'épaisseur de la crête du déversoir
- ✓ Hauteur du déversoir du côté du bief amont
- ✓ Hauteur du déversoir du côté du bief aval
- ✓ Profondeur naturelle du courant d'eau dans le bief aval

En pratique, on distingue les types suivants :

- **Déversoir A Mince Paroi**

Quand les dimensions de la partie du seuil qui touche l'eau sont négligeables vis-à-vis de la charge H, dans ce cas on a : $\delta \leq (0,1 \text{ à } 0,5) H$.

- **Déversoir A Seuil Epais**

C'est un déversoir sur le seuil duquel le liquide a caractère d'un courant à filets parallèles. Dans ce cas l'épaisseur du seuil δ est : $2H \leq \delta \leq 8H$.

- **Déversoir Rectangulaire**

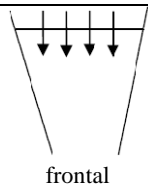

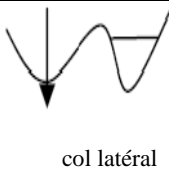
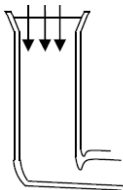
Quand l'épaisseur de la crête se trouve dans les limites suivantes :
 $0,67H \leq \delta \leq 2H$.

- **Déversoir A Seuil Pratique**

On appelle seuil normal un seuil épais au parement duquel ne se produisent ni surpression, ni dépression pour une charge déterminée (profil GREAGER).

Le profil de GREAGER correspond à un coefficient de sécurité de 10% par rapport a la charge, son coefficient de débit et de 0,49 pour la charge H correspondante à l'équation du profil.

III.7.1.Les Avantages Et Les Inconvénients D'un Déversoir[14]

Type	écoulement	avantages	inconvénients	gamme
 <p>frontal</p>	Surface libre noyée ou dénoyée	→ Très sûr. → Facile à réaliser sur un barrage en béton. → Facile à calculer. → Pas d'exigences topographiques ou géologiques.	→ Coût élevé. → Difficile à réaliser sur un barrage en terre. → Difficile à modifier sauf si le système est l'évacuation mineure ou majeure.	→ Peut être conçu en évacuateur mineur-majeur. → Mieux adapté aux barrages Béton.
 <p>Latéral</p>	Surface libre noyée ou dénoyée	→ Bon rendement. → Moins coûteux que le frontal. → Facile à réaliser en côte de digue.	→ Attention à la saturation. → Difficile à calculer. → Difficile à modifier.	→ Toute, surtout pour les barrages en terre ou en enrochement
 <p>col latéral</p>	Surface libre dénoyée	→ Sûr, s'il n'y a pas de risque de déversement sur la digue. → Réalisation très simple par une protection souple. → Calcul facile.	→ Opportunité topographique. → Entretien bien suivi.	→ Tout (question de site)
 <p>tulipe</p>	Surface libre dénoyée ou en charge	→ Bon fonctionnement avec forte chute → Assez coûteux si en liaison avec la vidange → Aucune exigence	→ attention à la saturation. Problème de vibration. → prévoir des protections anti-voûtes. Bien assurer la liaison digue-conduite.	→ Tulipe pour les fortes chutes (barrage en béton). → Moins pour les faibles chutes

III.7.2. Le Choix Du Profil Du Déversoir [13]

- Le profil doit être compatible avec la stabilité de barrage.
- Il faut que le profil tende vers un optimum hydraulique, il faut assurer un coefficient de débit adéquat.

On cherche un profil optimal c'est-à-dire un profil aval du déversoir où les pressions sont moindres (nul ou minimum).

Plusieurs profils ont été développés par les chercheurs notamment SCIMENI, GREAGER et OFETESROV qui ont donné l'équation de profil du déversoir :

$$y/H=0,50(X/H)^{1,85} \text{ ou } y/H=0,47(X/H)^{1,80}$$

Notons que le coefficient de débit pour ces deux est compris entre : 0,45 et 0,50.

Un profil standard a été développé aux Etats Unis par le « Water Experiment Station (W.E.S) » pour un parement amont vertical.

Pour le dimensionnement d'un barrage déversoir à parement amont vertical tel profil on suppose un débit Q_1 de dimensionnement correspondant à une hauteur H_1 .

Si le débit Q effectif varie, les causes suivantes peuvent résulter :

- Si $H < H_1 \Rightarrow P > P_{atm}$: la nappe inférieure est plus courbée et une surpression peut se produire sur le dos de déversoir.
- Si $H > H_1 \Rightarrow P < P_{atm}$: la nappe inférieure est moins courbée et une surpression peut se produire sur le dos de déversoir, et une sous pression se manifeste « phénomène de cavitation ».

Le déversoir choisi sera de type GREAGER, qui a développé un profil optimal du déversoir de façon à n'avoir ni pression, ni dépression sur le béton.

III.8. Bassins De Dissipation

Les évacuateurs des crues doivent être conçus non seulement pour limiter les conséquences d'une crue pour le barrage mais aussi pour restituer un écoulement à l'aval le moins dommageable possible.

L'écoulement sur l'évacuateur a en générale pour effet de transformer l'énergie. Le dissipateur à son tour va transformer cette énergie cinétique en énergie potentielle, moins destructrice. Cette transformation s'accompagne d'une dissipation de la plus grande partie de l'énergie totale, sous forme de chaleur.

Deux dispositifs réalisent ce double objectif de dégradation d'énergie et de restitution d'un écoulement à vitesse limitée :

- Le ressaut hydraulique, localisé dans un bassin de dissipation à cet effet.
- La dissipation par chocs et frottement dans l'eau, avec un écoulement en jet libre.

1) Bassin A Ressaut

Le ressaut hydraulique est un moyen très efficace pour réduire et changer le régime de l'écoulement à un régime fluvial tranquille. La forme et le type de ressaut dépend directement de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les bassins à ressaut ont été étudiés très complètement par l'USBR. Pour déterminer les propriétés du ressaut hydraulique, les résultats obtenus montre que ces dernières dépendent essentiellement du nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$

Suivant la valeur de ce paramètre, différents types de ressaut peuvent se présenter :

- Pour $F=1$: le ressaut ne peut pas se former.
- Pour $1 < F < 1,7$: il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spéciale de tranquillisation. On à un ressaut ondulé c'est la transition entre l'écoulement fluvial et torrentiel.
- Pour $1,7 < F < 2,5$: on à un ressaut faible, de petits rouleaux apparaissent en surface, de telles conditions d'écoulement sont admissible, les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaire et il faudra simplement veiller, a ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.
- Pour $2,5 < F < 4,5$: le phénomène dans un stade de transition et il se forme un ressaut oscillant, il est caractérisé par un jet oscillant qui engendre des ondes de surface. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles. Le bassin type I donnée par la **figure III.1** est relativement efficace. Le rapport des hauteurs conjuguées y_2, y_1 est donne en fonction de F .
- Pour $4,5 < F < 9$: on à un ressaut fort. L'écoulement devient très turbinant et difficile de protéger le dissipateur contre les forces libérées. Dès que $F > 4,5$ la mise en place des blocs, des déflecteurs sont nécessaires pour raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval.
 - Si la vitesse d'entrée ne dépasse pas 15m/s, on pourra utiliser le bassin de type II représente en **figure III.2**.
 - Si la vitesse d'entrée dépasse 15m/s, il est préférable d'utiliser le bassin de type III représenter par la **figure III.3**.

Il est clair que la forme des bassins de dissipation proposés par l'USBR, pourra toujours être adaptée aux conditions locales.

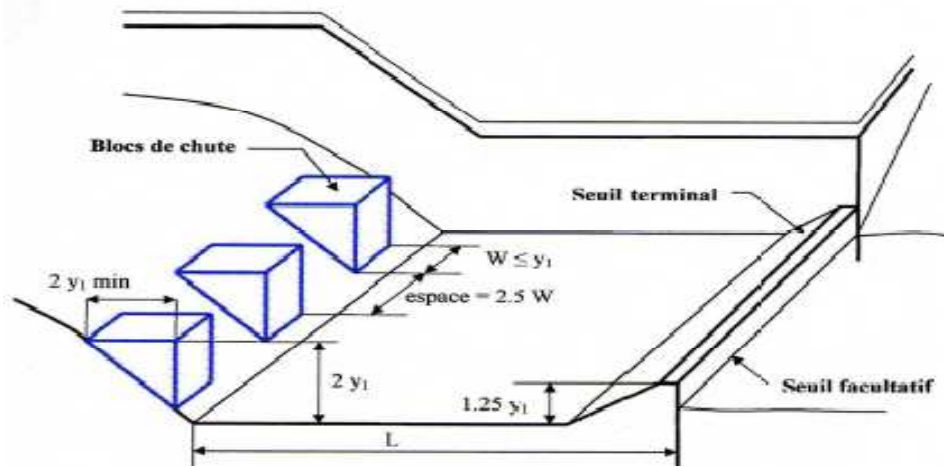


Figure III.1 : Le Bassin De Dissipation De Type I

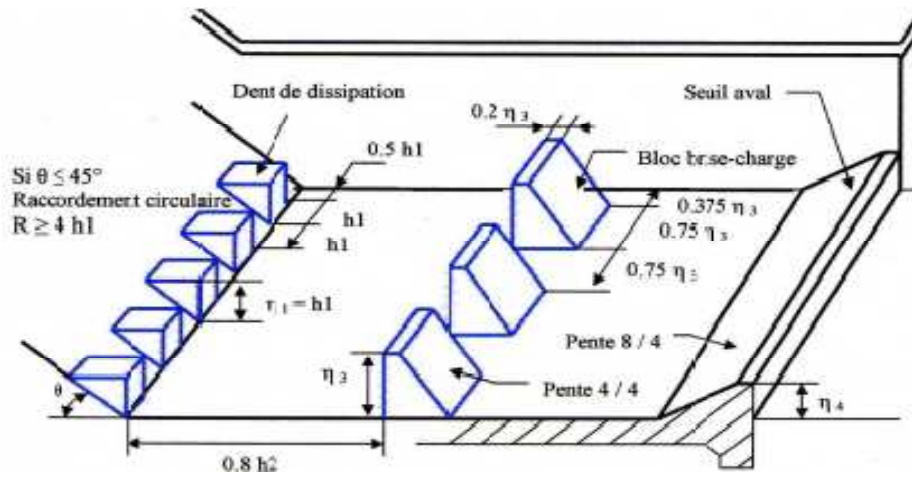


Figure III.1 : Le Bassin De Dissipation De Type II

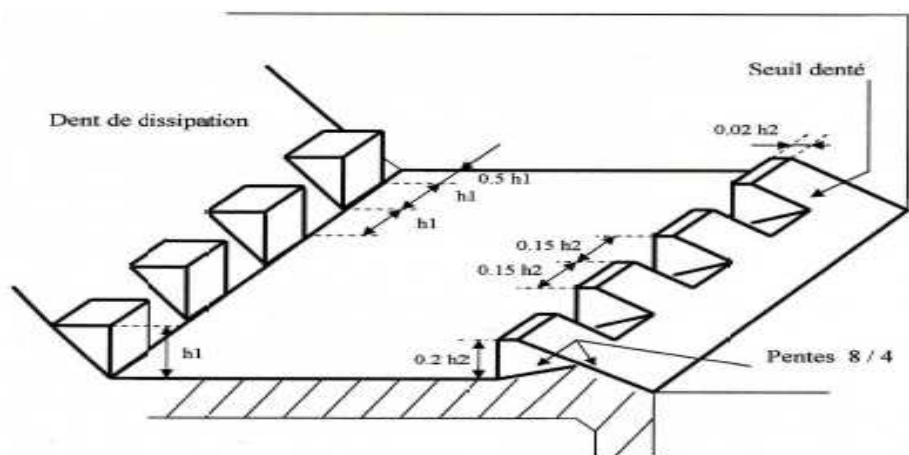


Figure III.1 : Le Bassin De Dissipation De Type III

2) Bassin A Impact

La dissipation dans ce genre de bassin s'effectue par choc du jet incident sur un écran vertical qui est en générale une poutre. Le jet réfléchi vers l'arrière, heurte le jet incident et crée des tourbillons qui absorbent l'énergie.

Cette ouvrage est extrêmement efficace cependant son principale inconvénient et les importantes contraintes dues aux chocs de la lame liquide, l'ensemble devant résister aux sévères vibrations qui en résultent les contraintes limitent le débit à $15\text{m}^3/\text{s}$.

3) Bassin Type Plongé

L'absorption d'énergie se fait par chute d'une nappe déversante dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante.

Le maltas d'eau doit être d'une profondeur suffisamment importante pour éviter la tendance à l'affouillement dû à la chute de la nappe déversante dans le bassin.

L'USBR à adopté la formule empirique suivante :

$$y=1,9*h^{0,225}*q^{0,54}$$

Avec : y : profondeur limite de la fausse, sous le niveau aval (m) ;

h : la hauteur de la chute (m) ;

q : débit unitaire ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) ;

L'inconvénient de ce genre d'aménagement est que pour les fortes charges et débit important, il y a apparition progressive de dégradation au niveau de la fausse dû aux phénomènes d'abrasion et d'érosion.

4) Dissipateur à Auge (Saut De Ski)

L'objectif essentiel d'un saut de ski est d'éloigner le plus loin possible le jet d'eau par un bec déviateur recourbée vers le haut, suivant un angle α en général de l'ordre de 35° à 45° .

Il y a donc dissipation d'une partie de l'énergie du jet dans l'air.

Le jet retombe à une distance x tel que :

$$X=2*C*(y+\frac{V^2}{2g}) \sin (2\alpha)$$

Avec : C=0,9 : coefficient de résistance de l'air ;

y : tirant d'eau ;

V : vitesse au départ du bec ;

Le saut de ski se situe soit au pied de barrage (cas d'un barrage en béton) soit à une hauteur intermédiaire entre le niveau de la rivière et le couronnement.

III.9.Conclusion

L'évacuateur de crue adopté pour le barrage de Sidi Khelifa est un évacuateur à seuil libre latéral avec un déversoir de type GREAGER.

Chapitre IV :

Laminage de crue

IV.1. Introduction

Le laminage d'une crue consiste à suivre une nouvelle répartition de débit de crue dans le temps par l'amortissement de cette crue par stockage de ces eaux dans la retenue réduisant les débits à évacuer afin de mieux contrôler l'évacuation et minimiser les risques de submersion et de destruction de barrage .

L'effet de laminage dépend de la forme de l'hydrogramme entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation et de la tranche d'eau stockée dans la retenue.

IV.2. Principe De Laminage [17]

Le principe de laminage des crues consiste donc au stockage d'une partie de volume de crue qui provoque une remontée de plan d'eau et l'évacuation de l'autre partie qui se fait souvent par des déversoirs.

Le mécanisme de laminage se traduit par l'équation suivante :

$$Q_{cr}(t) dt = Q_{ev}(t)dt + S_{pe}(z) dz$$

Avec :

- $Q_{cr}(t)$: débit de crue en fonction de temps ;
- $Q_{ev}(t)$: débit évacué en fonction de temps ;
- $S_{pe}(z)$: surface de plan d'eau en fonction de la cote ;
- t : le temps ;
- z : cote de plan d'eau ;

Le terme $Q_{cr}(t) dt$ représente la variation de volume apporté par la crue à l'instant t ;

Le terme $Q_{ev}(t) dt$ représente la variation de volume à évacuer à l'instant t ;

Le terme $S_{pe}(z) dz$ représente la variation de volume stocké ;

IV.3. Calcul Du Laminage Des Crues [18]

La méthode que nous allons utiliser pour le calcul du laminage est celle de GREAGER, c'est une méthode graphique destinée aux cas d'évacuation par déversoir à air libre.

Son principe est le suivant :

On divise le volume apporté par la crue en :

- Volume évacué ou déverser :

$$V_{ev} = Q_{ev} * \Delta t$$

Avec

Δt : intervalle de temps

Q_{ev} : débit évacué

- Volume stocké exprimé par la tranche au dessus du niveau normale de retenue calculé à partir de la courbe (capacité-hauteur) tracé à partir du niveau normale de retenue (NNR).

Et pour la détermination de la hauteur déversé h_{dev} et le débit laminé ou débit à évacuer Q_{ev} , on procède comme suit :

Après avoir tracé la courbe (capacité-hauteur) à partir du NNR, on trace les courbes $(v + \frac{V_{cr}}{2})$ et $(v - \frac{V_{cr}}{2})$ en fonction de la hauteur sur le même graphe, on représente la variation du débit passant à travers le déversoir en fonction de la hauteur déversée $Q_{ev}=f(h_{dev})$, en prenant comme hypothèse de départ une valeur arbitraire de la largeur déversé (largeur du déversoir).

Ce débit est donné par la formule générale des déversoirs de forme rectangulaire:

$$Q_{ev}=C_d*b*\sqrt{2g} * h_{dev}^{3/2}$$

Avec :

h_{dev} : Hauteur déversée ;

b : Largeur déversée ;

C_d : Coefficient de débit ;

Pour un intervalle de temps donné nous avons :

$$\frac{\Delta V_{dev}}{2} = \frac{1}{2} * Q_{dev} * \Delta t$$

En ce qui concerne la variation du plan d'eau on procède comme suit :

On considère les valeurs Q_i et Q_{i+1} du débit de crue affluent correspondant au temps t_i et t_{i+1} , l'apport en volume de la crue pendant cette intervalle Δt telle que

$$\Delta t = t_{i+1} - t_i$$

$$Q = \frac{Q_{cr_{i+1}} + Q_{cr_i}}{2}$$

Le volume affluent correspondant est donc :

$$V=Q * \Delta t$$

Pour le premier intervalle de temps Δt le volume affluent relatif est projeté verticalement sur la courbe $(v + \frac{V_{cr}}{2})$, la projection horizontale de ce dernier point sur la droite des hauteurs puis verticalement sur la courbe $Q_{ev}=f(h_{dev})$, ce qui déterminera la première hauteur déversée ainsi que le premier débit évacué correspondant.

Toujours sur la même horizontale de projection du premier volume et à partir de la courbe $(v - \frac{V_{cr}}{2})$ on porte à l'échelle le deuxième volume affluent en le projetant sur la courbe $(v + \frac{V_{cr}}{2})$ Ceci nous désignera la deuxième hauteur déversée et le débit correspondant, ce procédé est le même jusqu'à la dernière valeur des volumes affluent.

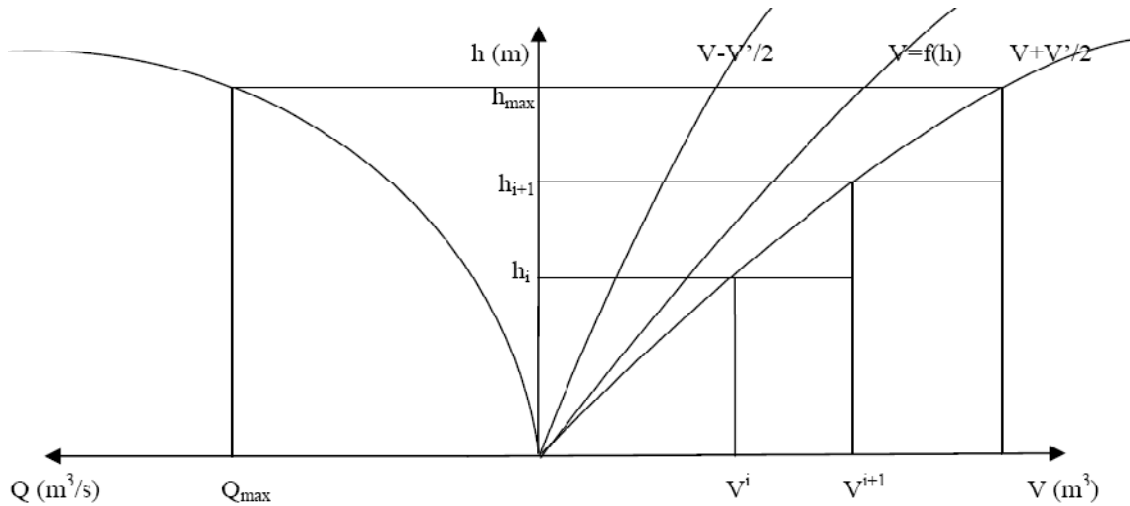


Figure IV.1 : Construction Graphique De La Méthode De GREAGER

Cette méthode est appliquée pour différentes valeurs de la largeur déversée b , telle que la valeur adaptée vérifie la condition suivante :

$$h_{dev_{max}} \leq 5m$$

Dans le cas contraire, il est nécessaire de reprendre ce procédé pour des valeurs de b supérieure à la valeur initiale adoptée.

Pour l'application de cette méthode nous avons les paramètres suivants :

Débit de crue = $Q_{1000} = 1226,93 \text{ m}^3/\text{s}$

Coefficient de débit $C_d = 0,49$

Largeur deversant (70, 80,90) m

Intervalle de temps : $\Delta t = 1h = 3600s$

h (m)	b=70m			b=80m			b=90m		
	Q (m ³ /s)	Q/2 (m ³ /s)	V/2 (Hm ³)	Q (m ³ /s)	Q/2 (m ³ /s)	V/2 (Hm ³)	Q (m ³ /s)	Q/2 (m ³ /s)	V/2 (Hm ³)
0,5	54,21	27,10	0,097	61,95	30,98	0,111	69,69	34,85	0,125
1	153,32	76,66	0,275	175,22	87,61	0,315	197,13	98,56	0,354
1,5	281,67	140,83	0,507	321,91	160,95	0,579	362,15	181,07	0,651
2	433,66	216,83	0,780	495,61	247,80	0,892	557,56	278,78	1,003
2,5	606,05	303,03	1,090	692,63	346,32	1,246	779,21	389,61	1,402
3	796,68	398,34	1,434	910,49	455,25	1,638	1024,30	512,15	1,843
3,5	1003,93	501,97	1,807	1147,35	573,67	2,065	1290,77	645,38	2,323
4	1226,57	613,28	2,207	1401,79	700,90	2,523	1577,02	788,51	2,838
4,5	1463,59	731,80	2,634	1672,68	836,34	3,010	1881,76	940,88	3,387
5	1714,18	857,09	3,085	1959,06	979,53	3,526	2203,95	1101,97	3,967

b(m)	70	80	90
h_{dev}(m)	3,58	3,24	3,03
Q_{dev} (m³/s)	1022,22	1078,13	1090,16

Tableau IV.1. Tableaux récapitulatifs

IV.4. Le Choix De La Largeur b

Le choix des valeurs adoptées doit satisfaire le coté technico-économique, la largeur déverser doit être de préférence la petite possible.

Nous allons donc opter pour les valeurs suivantes :

$b = 80 \text{ m}$;

$h_{dev} = 3,24 \text{ m}$;

$Q_{dev} = 1078,13 \text{ m}^3/\text{s}$;

Qui représentent les valeurs optimales pour notre cas.

Pour $b=80\text{m}$

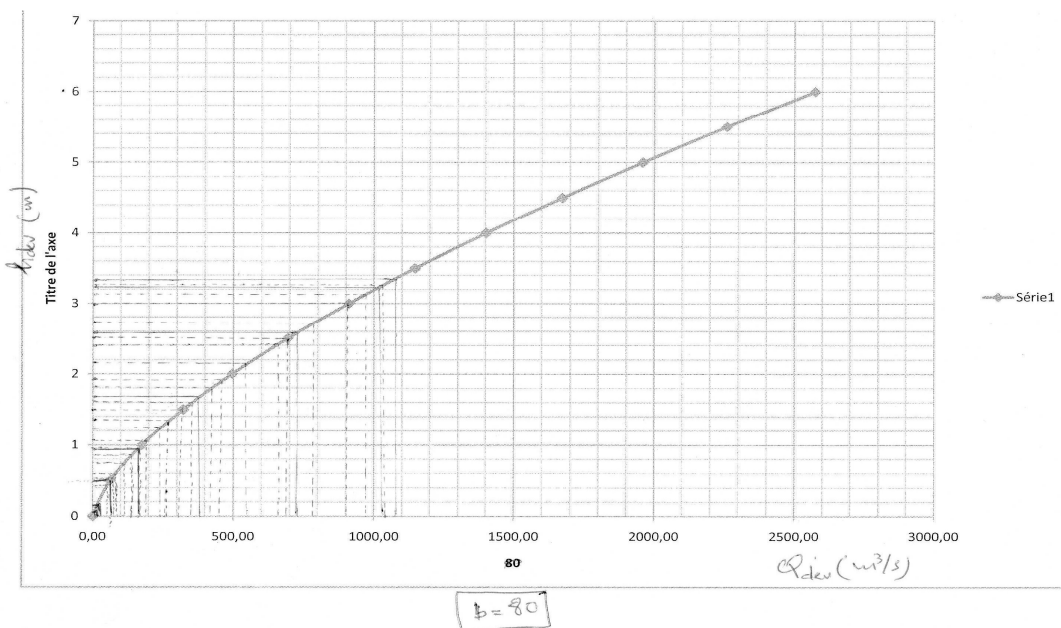
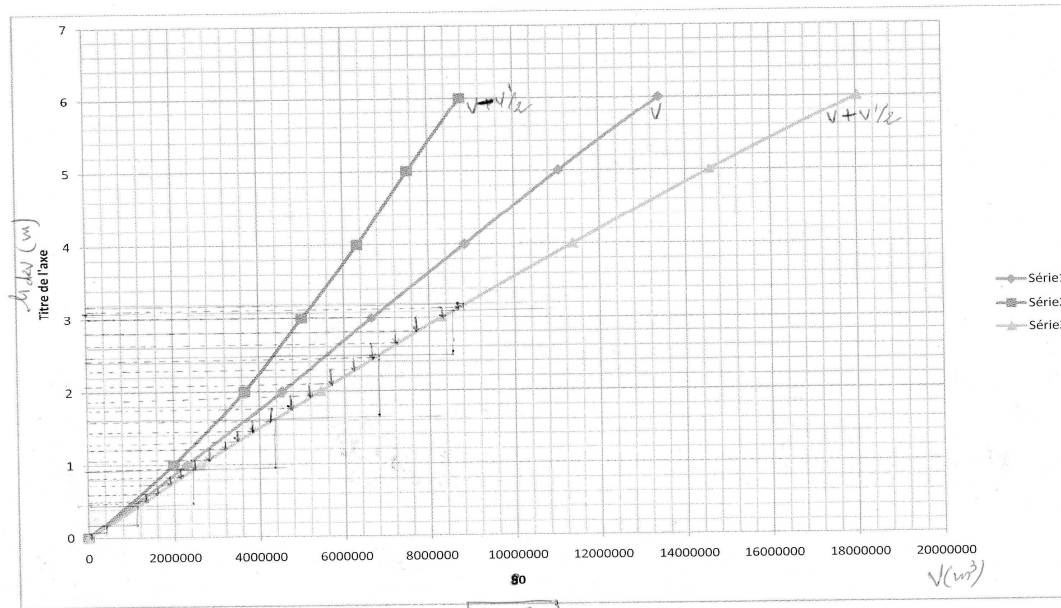


Figure IV.2.Laminage Des Crues Pour $b=80\text{m}$

Temps (h)	Q_{moy} (m ³ /s)	V_{moy} (m ³)	Q_{dev} (m ³ /s)	h_{dev} (m)
0—1	17,33	62381,87	15,63	0,05
1—2	86,64	311909,33	31,25	0,16
2—3	225,27	810964,25	70,31	0,47
3—4	433,21	1559546,64	164,06	0,95
4—5	710,46	2557656,49	375,00	1,66
5—6	1043,58	3756904,18	734,38	2,53
6—7	1161,15	4180149,14	1039,06	3,16
7—8	1045,96	3765460,50	1078,13	3,24
8—9	938,65	3379155,08	1046,88	3,18
9—10	838,95	3020226,39	976,56	3,05
10—11	746,57	2687667,93	906,25	2,89
11—12	661,24	2380473,21	781,25	2,68
12—13	582,68	2097635,71	687,50	2,47
13—14	510,60	1838148,96	656,25	2,34
14—15	444,72	1601006,45	546,88	2,13
15—16	384,78	1385201,68	453,13	1,89
16—17	330,48	1189728,15	421,88	1,79
17—18	281,55	1013579,38	343,75	1,61
18—19	237,71	855748,86	304,69	1,47
19—20	198,68	715230,09	265,63	1,32
20—21	164,17	591016,57	234,38	1,21
21—22	133,92	482101,82	187,50	1,05
22—23	107,63	387479,33	164,06	0,95
23—24	85,04	306142,60	140,63	0,84
24—25	65,86	237085,14	117,19	0,74
25—26	49,81	179300,45	85,94	0,61
26—27	36,61	131782,04	78,13	0,53
27—28	25,98	93523,40	70,31	0,47
28—29	17,64	63518,03	46,88	0,42
29—30	11,32	40759,45	46,88	0,42
31—32	6,73	24241,15	46,88	0,42
32—33	3,60	12956,64	46,88	0,42
33—34	1,64	5899,42	46,88	0,42
34—35	0,57	2062,98	46,88	0,42
35—36	0,12	440,85	46,88	0,42

Tableau IV.2.Laminage Des Crues Pour b=80m

L'hydrogramme des crues d'entrée de la retenue ainsi que l'hydrogramme sortant à l'évacuation des crues sont représentées dans la figure suivante :

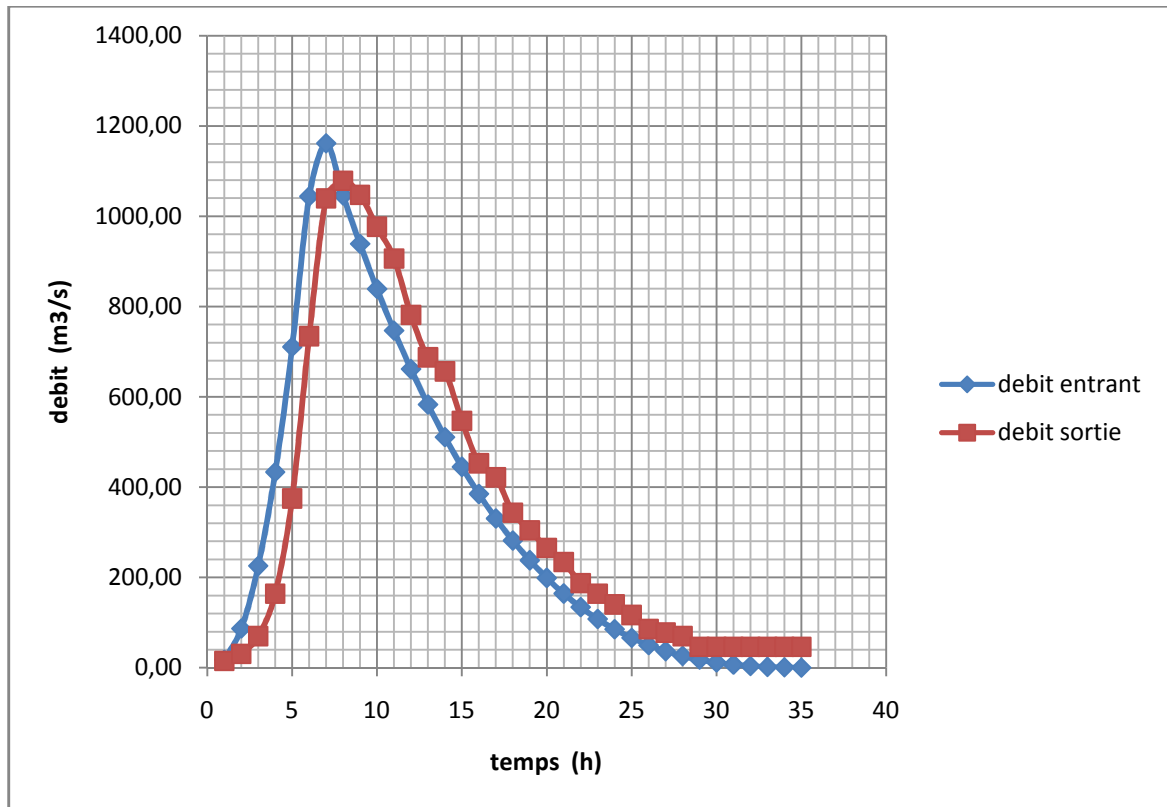


Figure IV.3: Laminage des crues

IV.5.Conclusion

L'étude de laminage montre que l'évacuation des crues millénaire (crue projet du barrage Sidi Khelifa) et décennaire est faite en toute sécurité (sans submersion du barrage).

Chapitre V :

Evacuateur de crue

V.1. Introduction

L'évacuateur de crue est un ouvrage destiner à l'évacuation de la crue de projet afin d'éviter la submersion du barrage qui peut conduire à sa destruction et ceci de la manière la plus économique et la plus sûre possible.

L'évacuateur de crue doit assurer la réception, l'évacuation et la restitution des crues aux cours d'eau en aval du barrage tout en évitant la remontée du plan d'eau en amont au dessus du niveau des plus hautes eaux, donc éviter la submersion.

V.2.Choix De L'emplacement De L'évacuateur

La rive gauche est défavorable à l'emplacement d'un coursier vu l'épaisseur de la couverture de colluvions atteignant une profondeur de 17,5 m.

La morphologie de la rive droite où les colluvions sont significativement moins épaisses est favorable à un coursier d'évacuateur ainsi qu'aux ouvrages de tête.

La fondation du coursier serait placée sur les marnes cimentées et altérées du flysch maurétanien.

L'excavation de ce coursier se produirait dans les alluvions et dans le flysch altéré, et nécessiterait donc un revêtement en béton et une conception prudente de excavations ainsi que des procédures de boulonnage afin d'obtenir la sécurité nécessaire durant les travaux d'excavation et à long terme.

V.3.Les Données Du Laminage

- Largeur déversante $b=80\text{m}$;
- Débit laminé $Q=1078,13\text{m}^3/\text{s}$;
- Charge déversante $h_d=3,24\text{m}$;

V.4.Profil Du Déversoir [8]

Le déversoir est à seuil profilé (GREAGER), il est le mieux adapté à la lame d'eau déversante.

Le débit est contrôlé par le déversoir située à l'amont de l'évacuateur. Pour qu'il soit ainsi, les parties à l'aval doivent être conçues pour évacuer le débit de déversoir sans perturber l'écoulement de celui-ci, c'est-à-dire telle que cet écoulement soit dénoyé.

La surface de déversement peut être construite à l'aide des coordonnées de GREAGER pour une charge d'eau de 1m.

Pour obtenir les coordonnées concrètes, les valeurs proposées par GREAGER sont multipliées par la charge déversée et ceci en appliquant la loi de similitude de RECH-FROUD qui s'écrit comme suit :

$$\begin{cases} X=x*h_{dev} \\ Y=y*h_{dev} \end{cases}$$

Avec :

x et y les coordonnées donnée par GREAGER pour une charge de 1m

h_{dev} : la lame déversante = 3,24 m

X et Y : les coordonnées de profil de GREAGER

x	X	y	Y	x	X	y	Y
0	0	0,126	0,504	1,6	6,4	0,764	3,056
0,1	0,4	0,036	0,144	1,7	6,8	0,873	3,492
0,2	0,8	0,007	0,028	1,8	7,2	0,987	3,948
0,3	1,2	0	0	1,9	7,6	1,108	4,432
0,4	1,6	0,006	0,024	2	8	1,235	4,94
0,5	2	0,027	0,108	2,1	8,4	1,369	5,476
0,6	2,4	0,06	0,24	2,2	8,8	1,508	6,032
0,7	2,8	0,1	0,4	2,3	9,2	1,553	6,212
0,8	3,2	0,146	0,584	2,4	9,6	1,804	7,216
0,9	3,6	0,198	0,792	2,5	10	1,98	7,92
1	4	0,256	1,024	2,6	10,4	2,122	8,488
1,1	4,4	0,321	1,284	2,7	10,8	2,298	9,192
1,2	4,8	0,394	1,576	2,8	11,2	2,45	9,8
1,3	5,2	0,475	1,9	2,9	11,6	2,65	10,6
1,4	5,6	0,564	2,256	3	12	2,8	11,2
1,5	6	0,661	2,644				

Tableau V.1 : Les Coordonnées De Profil De GREAGER

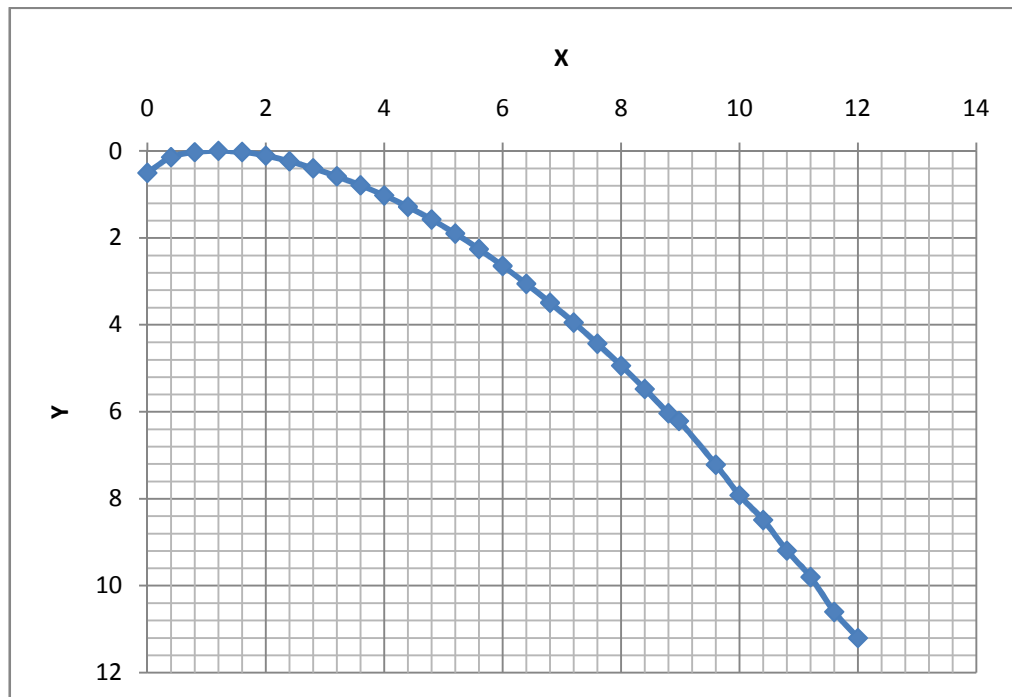


Figure V.1 : Profil de GREAGER

V.5.Bassin De Décharge (Chenal)

Le seuil latéral déverse dans un bassin de décharge long de 140m calé à la cote 50mNGA. La largeur du chenal varie de 10m à 40m le long du seuil déversant, d'amont en aval sur une longueur de 80m, puis de largeur 40m sur une longueur de 60m.

Le tracé du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique I_{cr} .

- **profondeur critique**

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine ($Q = 1078,13 \text{ m}^3/\text{s}$);
 b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{10} \cdot \left(\frac{1078,13}{80}\right)^2} = 2,65 \text{ m}$$

- **pente critique**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I_0^{1/2}$$

Avec : R_H : rayon hydraulique en [m];

I_0 : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 71$)

Pour une section rectangulaire

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

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{1078,13 \cdot (80 + (2 \times 2,65))^{2/3}}{71 \cdot (80 \times 2,65)^{5/3}} \right]^2 \times 100\% = 0,15\%$$

$I_{cr} = 0,15\% > 0,1\%$, donc la condition est vérifiée

- **Calcul de la hauteur normale h**

On a : $Q = S \cdot C \sqrt{R I_0}$

Telle que : $S = b \cdot h$ et $P = b + 2h$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \frac{1}{n} \times \left(\frac{S}{P} \right)^{1/6}$$

Donc :

$$Q = \frac{\sqrt{I_0}}{n} \times \frac{(b \times h)^{5/3}}{(b + 2h)^{2/3}}$$

$$Q = 3354,97 \times \frac{(h)^{5/3}}{(80 + 2h)^{2/3}}$$

On trace la courbe $Q=f(h_0)$ et on tire la valeur de h_0 correspondante à $Q=1078,13\text{m}^3/\text{s}$

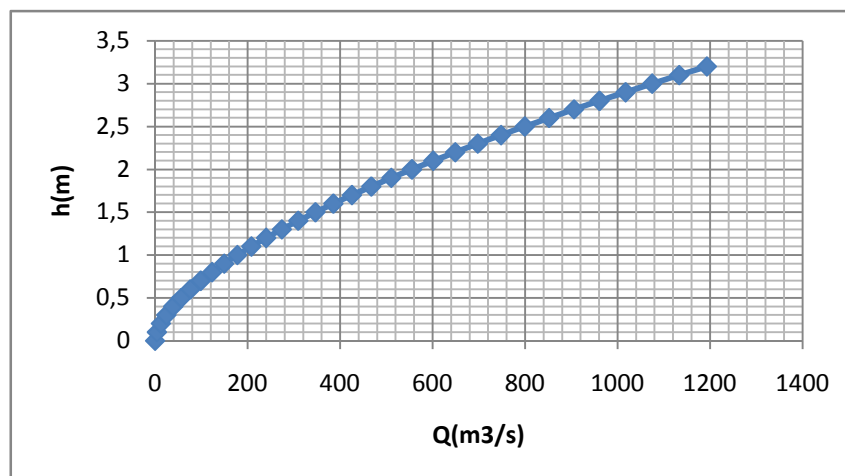


Figure V.2 : La Courbe $Q=f(h)$

On trouve $h_0=3\text{m}$.

V.5.1. Calcul De La Hauteur D'entre Du Chenal

Le débit laminé déverse par un déversoir latéral de largeur $b=80\text{m}$;

Nous avons :

$$P+h_{\text{dev}}+\frac{V_1^2}{2g}=a+h+\frac{V_2^2}{2g}$$

Avec :

P : hauteur de pile ;

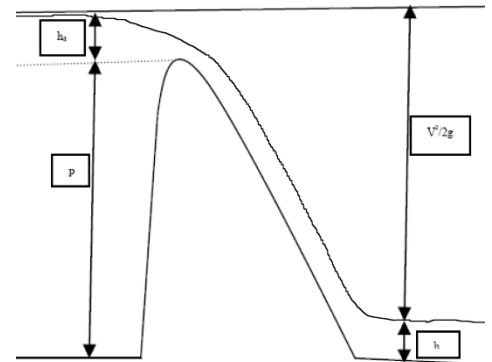
h_{dev} : hauteur déversé ;

V_1 : vitesse d'approche de l'eau (négligeable) ;

a : hauteur de pile aval=0 ;

$$\text{Alors : } P+h_{\text{dev}}=h+\frac{V_2^2}{2g} \quad \text{Or : } V_2=\frac{Q}{S}=\frac{Q_{\text{dev}}}{b*h}$$

$$\text{donc : } P+h_{\text{dev}}=h+\frac{Q_{\text{dev}}^2}{2gh^2b^2}$$



Posons le débit spécifique :

$$q=\frac{Q_{\text{dev}}}{b}=\frac{1078,13}{80}=13,47\text{m}^3/\text{s.ml}$$

Par suite :

$$14,44=h+\frac{9,08}{h^2}$$

Par itérations successives nous obtenons la valeur de $h=0,817\text{m}$

V.5.2. Calcul De La Ligne D'eau Dans Le Chenal [10]

Nous devons diviser la tranchée en section et calculer pour chacune d'elles le débit qui traverse en utilisant la formule suivante :

$$Q_n=q*X_n$$

Ou :

Q_n : débit passant par n^{eime} section ;

X_n : longueur cumulée de chaque section ;

q : Débit spécifique =13,47m³/s.ml ;

- Nous calculons ensuite la largeur de chaque section comme suit :

$$b_n=b_i+\frac{(b_f-b_i)}{L}X_n$$

Avec :

b_n : largeur de la n^{eime} section ;

b_i : largeur initiale de la tranche =10m ;

b_f : largeur finale de la tranche =40m ;

L : longueur finale ;

X_n : longueur cumulée de chaque section ;

- La surface et le périmètre de chaque section sont obtenus par les formules suivantes :

$$S_n = h * (b_n + m * h) \quad \text{et} \quad P_n = b_n + 2 * h * \sqrt{1 + m^2}$$

Avec :

b_n : largeur de la n^{ème} section

h : la hauteur de la n^{ème} section

m : pente obtenue par le profil de GREAGER, $m=0,47$;

- La vitesse est donnée par : $V_n = \frac{Q_n}{S_n}$
- Le rayon hydraulique : $R_n = \frac{S_n}{P_n}$
- Coefficient de Chezy : $C = \frac{1}{n} R_n^{1/6}$

Ou : $n=0,014$ rugosité du béton.

$$Q_n = C_n * S_n * \sqrt{R_n * I} \quad \Rightarrow \quad Q_n = \frac{1}{n} * I^{1/2} * S_n * \frac{S_n^{2/3}}{P_n^{2/3}}$$

$$\Rightarrow \quad \frac{Q_n * n}{I^{1/2}} = S_n * \frac{S_n^{5/3}}{P_n^{2/3}}$$

Les valeurs obtenues sont regroupées dans le tableau suivant :

X_n (m)	b_n (m)	h (m)	S_n (m ²)	P_n (m)	Q_n (m ³ /s)	V_n (m/s)	R_n (m)	C_n	I_n (%)
5	11,875	0,81	9,927	13,665	67,383	6,788	0,726	67,724	0,1
10	13,75	0,98	13,926	15,916	134,766	9,677	0,875	69,857	0,1
15	15,625	1,088	17,556	18,029	202,149	11,514	0,974	71,113	0,1
20	17,5	1,169	21,1	20,083	269,533	12,774	1,051	72,019	0,1
25	19,375	1,229	24,522	22,091	336,916	13,739	1,11	72,682	0,1
30	21,25	1,277	27,903	24,072	404,299	14,49	1,159	73,208	0,1
35	23,125	1,315	31,222	26,031	471,682	15,107	1,199	73,626	0,1
40	25	1,348	34,554	27,979	539,065	15,601	1,235	73,986	0,1
45	26,875	1,374	37,814	29,911	606,448	16,038	1,264	74,275	0,1
50	28,75	1,395	41,021	31,833	673,831	16,427	1,289	74,512	0,1
55	30,625	1,415	44,275	33,752	741,214	16,741	1,312	74,734	0,1
60	32,5	1,433	47,538	35,667	808,598	17,01	1,333	74,932	0,1
65	34,375	1,448	50,76	37,575	875,981	17,257	1,351	75,101	0,1
70	36,25	1,461	53,964	39,479	943,364	17,481	1,367	75,248	0,1
75	38,125	1,473	57,178	41,38	1010,747	17,677	1,382	75,384	0,1
80	40	1,484	60,395	43,009	1078,13	17,851	1,395	75,508	0,1
92	40	1,508	60,43	43,015	1078,13	17,878	1,405	75,592	0,1
104	40	1,531	61,25	43,062	1078,13	17,602	1,422	75,748	0,1
116	40	1,555	62,191	43,11	1078,13	17,336	1,443	75,927	0,1
128	40	1,578	63,692	43,156	1078,13	17,078	1,476	76,216	0,1
140	40	1,602	64,066	43,203	1078,13	16,828	1,483	76,277	0,1

Tableau V.2 : Les Caractéristiques De Chenal

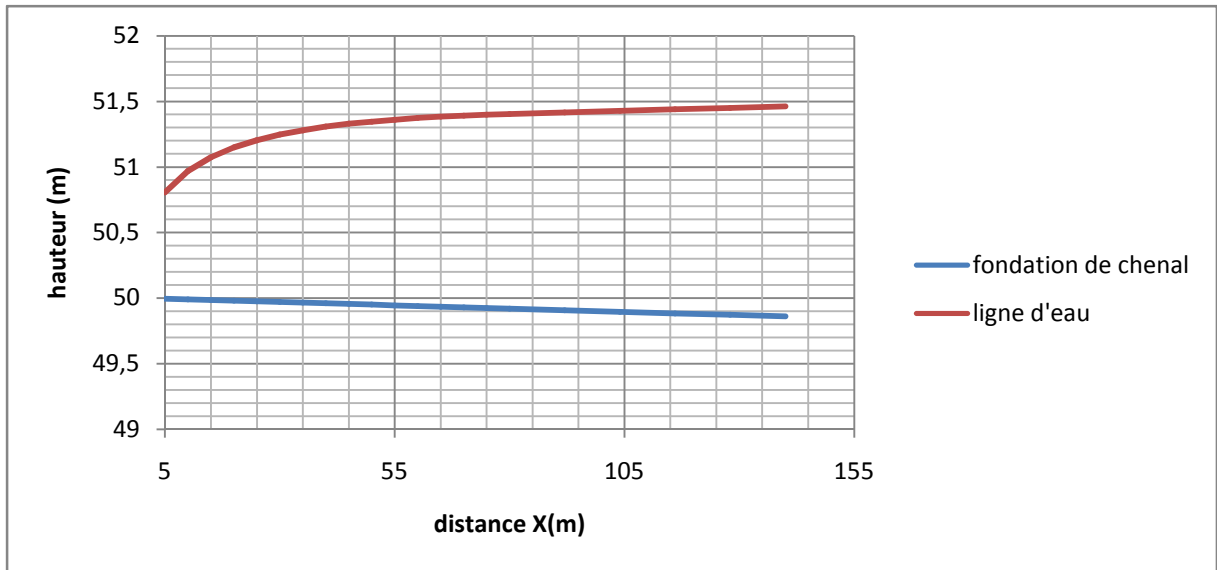


Figure V.3: Profil En Long De Chenal

V.6. Le Coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Le coursier a la forme d'un canal rectangulaire de largeur 40m et sera constitué par deux tronçon dont les pentes géométriques (suivant le terrain naturel) sont respectivement: $I_1=9\%$ et $I_2=40\%$.

V.6.1. Calcul De Premier Tronçon

Largeur de coursier : $b_c=40\text{m}$;

Débit spécifique dans le coursier : $q_c = \frac{Q}{b_c} = 26,95 \text{ m}^3/\text{s/ml}$;

Hauteur critique :

$$H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

$$H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{10} (26,95)^2} = 4,17\text{m}$$

Pente critique :

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

$$I_{cr} = \left[\frac{1078,13 \cdot (40 + (2 \times 4,17))^{2/3}}{71 \cdot (40 \times 4,17)^{5/3}} \right]^2 \times 100 = 0,158 \%$$

$I_1=9\% > I_{cr}=0,158\%$, donc le régime d'écoulement dans le premier tronçon de coursier est torrentiel.

La section d'écoulement dans le cas critique :

$$S_c = b_c \cdot H_{cr} = 166,8 \text{ m}^2$$

Périmètre mouillé à l'état critique :

$$P_c = b_c + 2H_{cr} = 48,34 \text{ m}$$

Rayon hydraulique critique :

$$R_c = \frac{S_c}{P_c} = 3,45 \text{ m}$$

Vitesse critique :

$$V_c = \frac{Q}{S_c} = 6,46 \text{ m/s}$$

Coefficient de CHEZY :

$$C_c = \frac{R_c^{1/6}}{n} = 87,8$$

La profondeur normale h_0 :

$$\text{On a : } Q = S_0 \cdot C_0 \sqrt{R_0 I_1}$$

Telle que :

$$S_0 = b_0 h_0$$

$$P_0 = b_0 + 2h_0$$

$$C_0 = \frac{R_0^{1/6}}{n} = \frac{1}{n} \times \left(\frac{S_0}{P_0} \right)^{1/6}$$

Donc :

$$Q = \frac{\sqrt{I_1}}{n} \times \frac{(b_0 \times h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2h_0)^{2/3}}$$

$$Q = 10025,2 \times \frac{(h_0)^{5/3}}{(40 + 2h_0)^{2/3}}$$

On trace la courbe $Q=f(h_0)$ et on tire la valeur de h_0 correspondante à $Q=1078,13 \text{ m}^3/\text{s}$

h_0	Q	h_0	Q
0	0	1,1	969,48
0,1	18,41	1,17	1078,13
0,2	58,24	1,2	1117,25
0,3	114,10	1,3	1272,70
0,4	183,69	1,4	1435,52
0,5	265,57	1,5	1605,46
0,6	358,71	1,6	1782,26
0,7	462,30	1,7	1965,69
0,8	575,68	1,8	2155,54
0,9	698,31	1,9	2351,62
1	829,71	2	2553,73

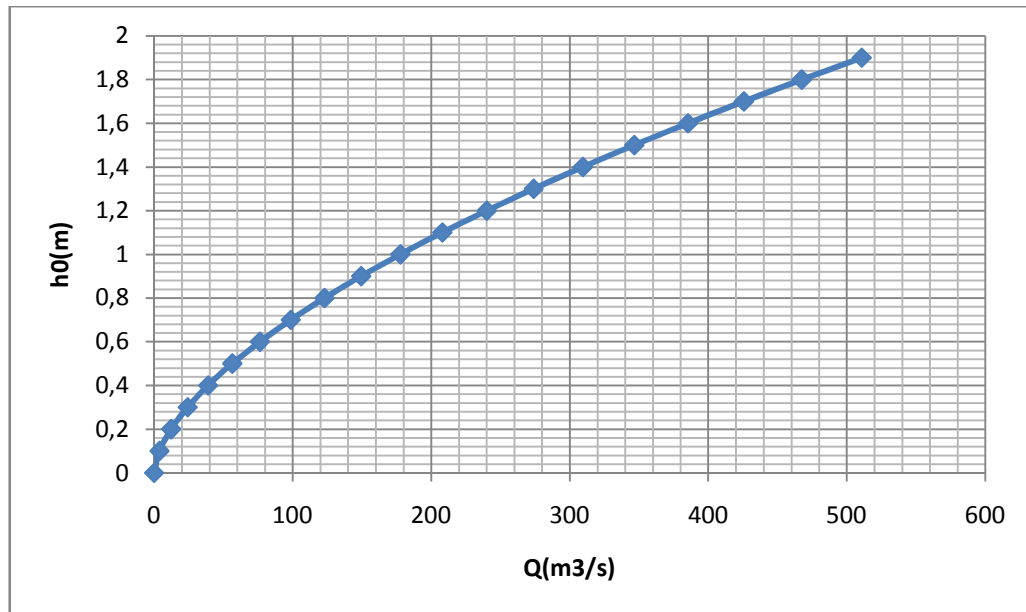


Figure V.4 : La Courbe $Q=f(h)$

On trouve $h_0=1,17m$.

La debitance K_0 :

$$K_0=S_0*C_0*\sqrt{R_0}$$

$$K_0=\frac{1}{n} \times \frac{(b_0 \times h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2h_0)^{2/3}} = 7383,17$$

V.6.2.Calcul Du 2^{eme} Tronçon

La pente et la profondeur critique sont les mêmes que ceux du premier tronçon :
 $h_c=4,17m$ et $I_c=0,158\%$

$I_2=40\% > I_{cr}=0,158\%$, donc le régime d'écoulement dans le 2^{eme} tronçon de coursier est torrentiel.

Profondeur normale :

$$Q = \frac{\sqrt{I_1}}{n} \times \frac{(b_0 \times h_0)^{5/3}}{(b_0 + 2h_0)^{2/3}}$$

$$\begin{cases} b_0 = 40m \\ n = 0,014 \\ I_2 = 0,4 \end{cases}$$

On trace $Q=f(h_0)$, et on tire la valeur de h_0 correspondant au débit $Q=1078,13\text{m}^3/\text{s}$

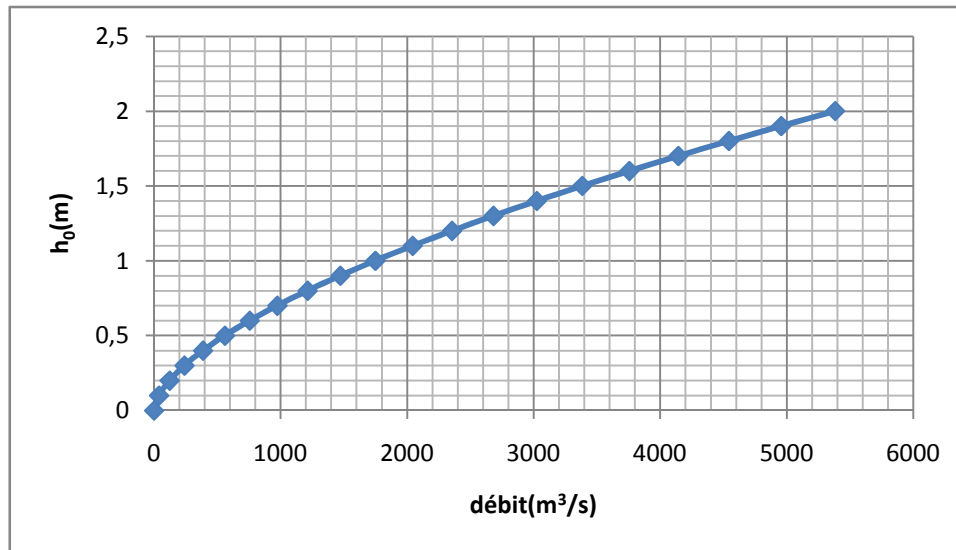


Figure V.5 : La Courbe $Q=f(h)$

On trouve $h_0 = 0,745\text{m}$

Le rayon hydraulique : $R_0 = \frac{S_0}{P_0} = 0,718\text{m}$

La débitance : $K_0 = \frac{1}{n} \times b_0 \times h_0 \times R_0^{2/3} = 1707,15$

V.6.3. Calcul De La Ligne D'eau [12]

La profondeur d'eau est donnée par l'équation différentielle d'un mouvement graduellement varie dans un canal uniforme.

Rappelons qu'un mouvement graduellement varie est caractérisé par une variation progressive des divers paramètres hydrauliques le long de courant.

La courbe qui représente la forme de la ligne d'eau d'un tel mouvement est appelée « courbe de remous ».

Le remous en un point est la différence entre la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

Les profondeurs d'eau sont calculées pour les sections comprises entre la section de contrôle et l'extrémité du coursier.

L'équation de mouvement est détaillée ci-dessous :

$$\begin{aligned} \frac{dE}{dL} &= I - j \\ \Rightarrow \frac{E_1 - E_2}{dL} &= I - j_m \\ \Rightarrow \frac{E_1 - E_2}{I - j_m} &= dL \dots\dots\dots (*) \end{aligned}$$

Ou : dE est la perte d'énergie entre l'entrée et la sortie de canal.

$$E_1 = h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} \quad \text{et} \quad E_2 = h_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g}$$

E_1 et E_2 : énergie spécifiques

$$j_m : \text{pente hydraulique moyenne ; } j_m = \frac{j_1 + j_2}{2}$$

$$\text{Avec : } j = \frac{\lambda V^2}{2gD}$$

$$\text{Or } D=2R \Rightarrow j = \frac{\lambda V^2}{4gR} \quad \text{et} \quad V = \frac{Q}{S}$$

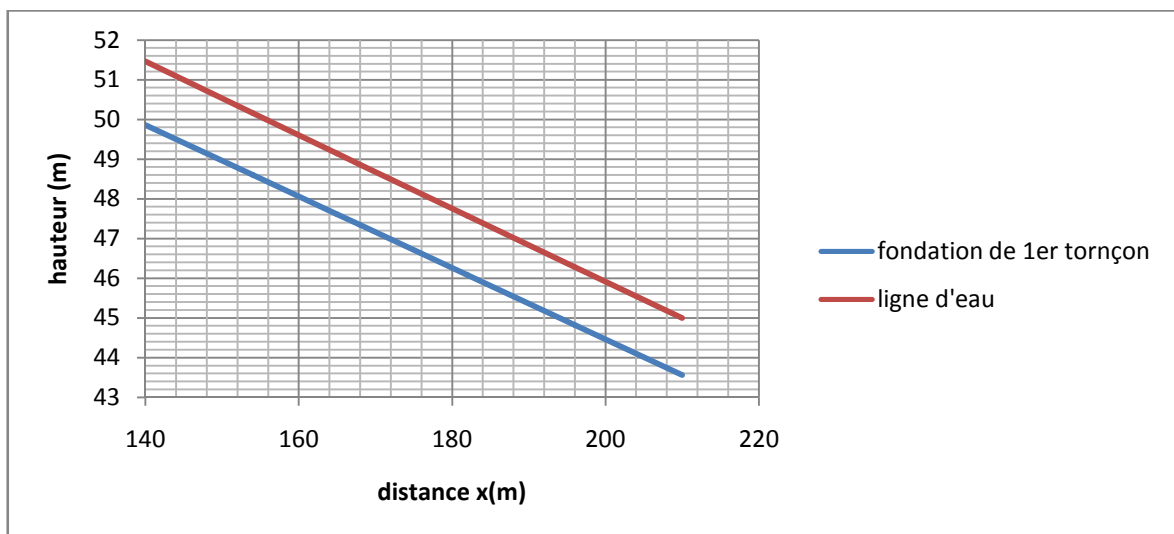
$$\lambda = \frac{8g}{C^2}, \quad C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad \text{et} \quad R = \frac{S}{P}$$

Donc l'équation (*) devient :

$$dL = \frac{h_1 - h_2 + \frac{Q^2}{2g} \left[(b_1 h_1)^{-2} - (b_2 h_2)^{-2} \right]}{I - \frac{1}{2} n^2 Q^2 \left[\frac{(b_1 + 2h_1)^{4/3}}{(b_1 h_1)^{10/3}} + \frac{(b_2 + 2h_2)^{4/3}}{(b_2 h_2)^{10/3}} \right]}$$

a) Premier Tronçon

X_n (m)	b_n (m)	h (m)	S_n (m ²)	P_n (m)	Q_n (m ³ /s)	V_n (m/s)	R_n (m)	C_n	I_n (%)
140	40	1,602	94,198	43,540	1078,130	11,445	2,163	81,233	9
154	40	1,559	91,669	43,445	1078,130	11,761	2,110	80,894	9
165	40	1,529	89,905	43,379	1078,130	11,992	2,073	80,653	9
168	40	1,522	89,494	43,363	1078,130	12,047	2,064	80,597	9
182	40	1,489	87,553	43,291	1078,130	12,314	2,022	80,325	9
196	40	1,461	85,907	43,229	1078,130	12,550	1,987	80,091	9
210	40	1,435	84,378	43,171	1078,130	12,777	1,954	79,869	9

Tableau V.3 : Les Caractéristiques De 1^{er} Tronçon De CoursierFigure V.6 : Profil En Long Du 1^{er} tronçon

a) Le 2^{ème} Tronçon

$X_n(m)$	$b_n(m)$	$h(m)$	$S_n(m^2)$	$P_n(m)$	$Q_n(m^3/s)$	$V_n(m/s)$	$R_n(m)$	C_n	$I_n(\%)$
210	40	1,435	84,378	43,171	1078,130	12,777	1,954	79,869	40
226	40	1,419	83,461	43,137	1078,130	12,918	1,935	79,734	40
235	40	1,354	79,637	42,993	1078,130	13,538	1,852	79,157	40
242	40	1,304	76,663	42,881	1078,130	14,063	1,788	78,691	40
252	40	1,232	72,415	42,722	1078,130	14,888	1,695	77,995	40
258	40	1,188	69,866	42,626	1078,130	15,431	1,639	77,560	40
265	40	1,138	66,892	42,514	1078,130	16,117	1,573	77,033	40
271	40	1,094	64,343	42,418	1078,130	16,756	1,517	76,565	40
280	40	1,029	60,520	42,275	1078,130	17,814	1,432	75,830	40
290	40	0,957	56,272	42,115	1078,130	19,159	1,336	74,963	40

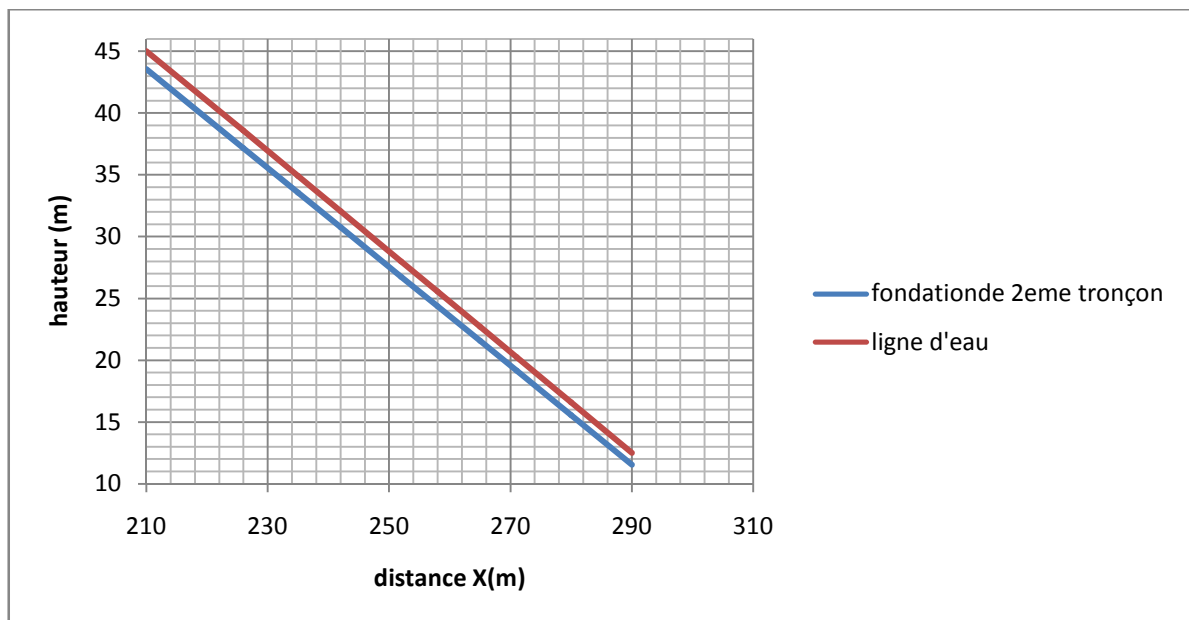
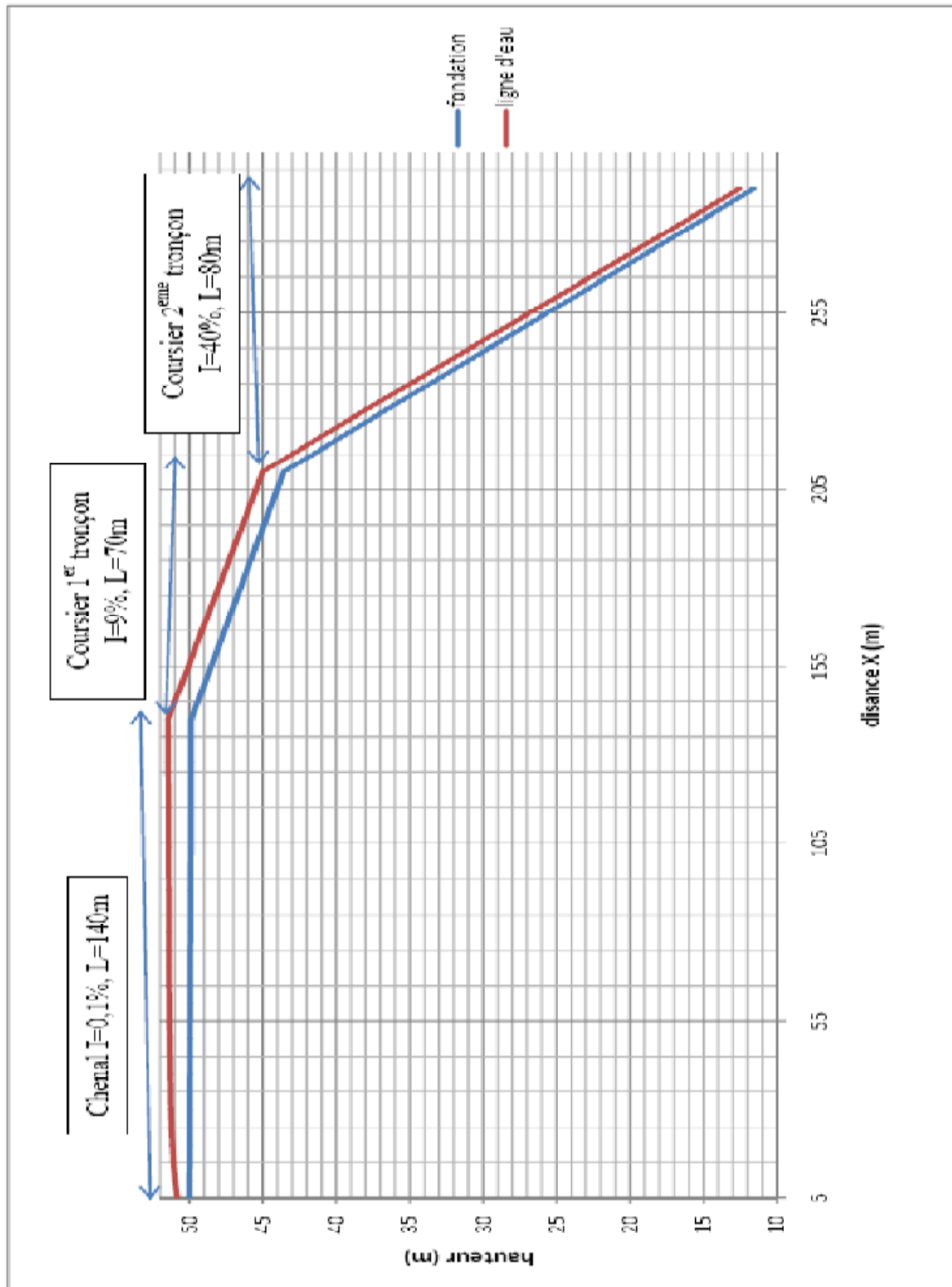
Tableau V.4 : Les Caractéristiques De 2^{ème} Tronçon De CoursierFigure V.7 : Profil En Long Du 2^{ème} Tronçon

Figure V.8 : Profil En Long De L'évacuateur De Crue



V.7.Bassin De Dissipation

V.7.1.Choix Du Type Du Bassin De Dissipation [2]

Vu la vitesse de sortie de coursier nous choisirons un bassin de dissipation. Sa forme est donnée par le calcul de nombre de Froude :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Ou : V est la vitesse de sortie de l'eau = 19,159 m/s ;

h est le tirant d'eau=0,957m ;

g est l'accélération de la pesanteur=10m/s² ;

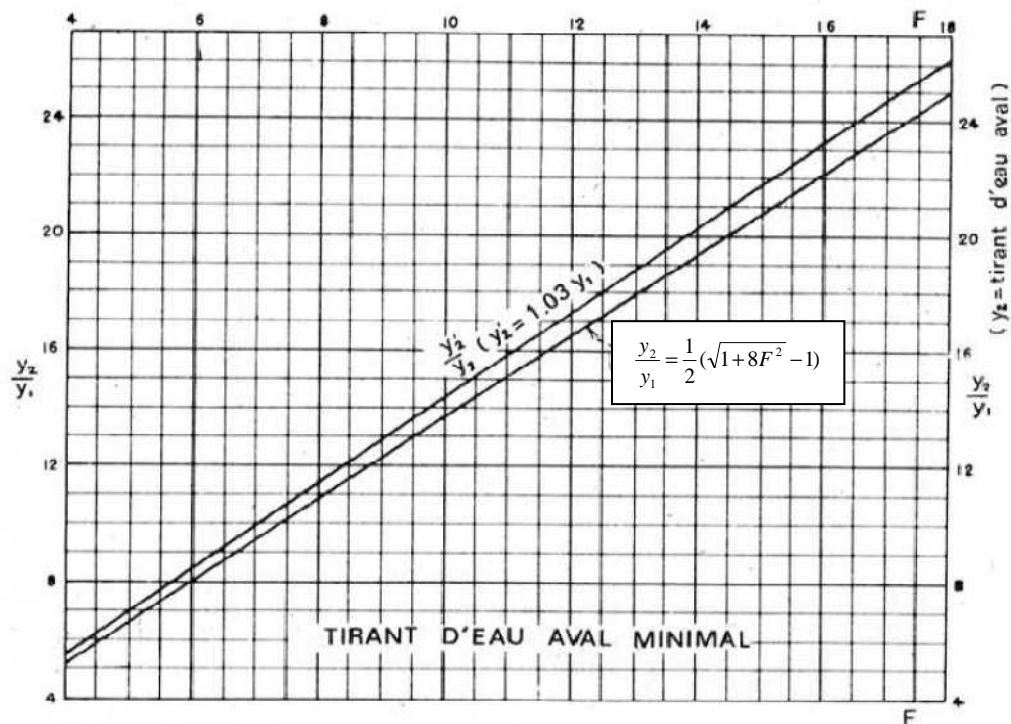
AN :
$$F = \frac{19,159}{\sqrt{10 * 0,957}} = 6,19$$

$F > 4,5 \Rightarrow$ le ressaut se produit nettement et pour raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut en aval, nous mettrons des blocs et des déflecteurs.

La vitesse de sortie du coursier est supérieur à 15m/s donc le bassin est d'USBR de type III.

V.7.2.Dimensionnement De Bassin De Dissipation USBR De Type III

- Calcul de h_2 :



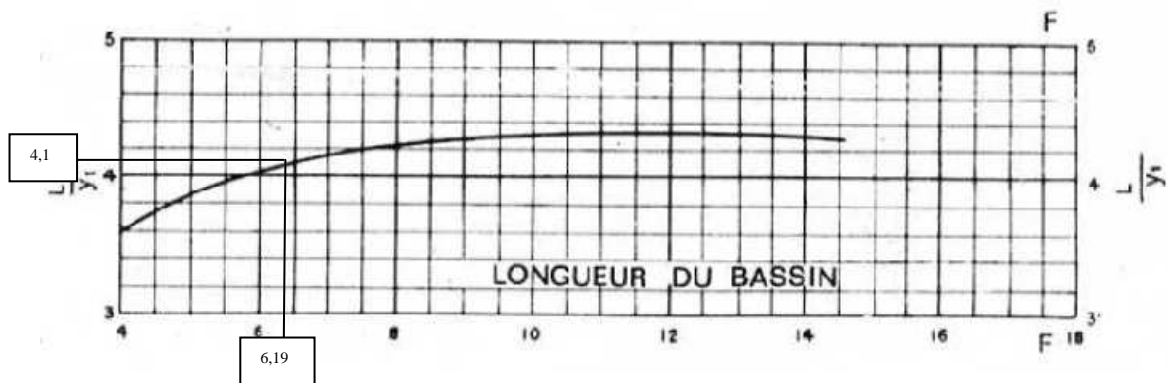
On a $h_1 = 0,957\text{m}$; on utilisant la formule suivante :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8F^2} - 1) \Rightarrow \frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8(6,19)^2} - 1) = 8,26$$

Donc $h_2 = 7,9\text{m}$

- **La largeur du bassin:** $l = 40\text{m}$ (même largeur que le coursier).
- **La longueur du bassin :**

Pour le calcul de la longueur de bassin, on utilise l'abaque des caractéristiques du bassin de dissipation en fonction de nombre de Froude :



Pour $F = 6,19$ on aura

$$\frac{L}{h_2} = 4,1 \Rightarrow L = 32,4\text{m}$$

V.8. Murs Bajoyers

Nous devons prévoir une revanche sur chaque mur bajoyer pour éviter tout débordement.

Le calcul de cette revanche peut être effectuée par la formule donnée par l'USBR des « design of small dams ».

$$R_b = 0,6 + 0,05V\sqrt[3]{h}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

$X_n(m)$	$h(m)$	$V_n(m/s)$	$R_b(m)$	$h_{mur}(m)$	$X_n(m)$	$h(m)$	$V_n(m/s)$	$R_b(m)$	$h_{mur}(m)$
5	0,810	4,766	0,822	1,632	80	1,555	11,791	1,283	2,838
10	0,980	6,804	0,938	1,918	80	1,578	11,619	1,276	2,854
15	1,088	8,089	1,016	2,104	80	1,602	11,445	1,270	2,872
20	1,169	8,963	1,072	2,241	140	1,559	11,761	1,282	2,841
25	1,229	9,625	1,116	2,345	140	1,529	11,992	1,291	2,820
30	1,277	10,135	1,150	2,427	140	1,522	12,047	1,293	2,815
35	1,315	10,552	1,178	2,493	140	1,489	12,314	1,303	2,792
40	1,348	10,882	1,201	2,549	140	1,461	12,550	1,312	2,773
45	1,374	11,172	1,221	2,595	140	1,435	12,777	1,321	2,756
50	1,395	11,429	1,239	2,634	210	1,419	12,918	1,326	2,745
55	1,415	11,636	1,253	2,668	210	1,354	13,538	1,349	2,703
60	1,433	11,811	1,266	2,699	210	1,304	14,063	1,368	2,672
65	1,448	11,972	1,277	2,725	210	1,232	14,888	1,398	2,629
70	1,461	12,117	1,287	2,748	210	1,188	15,431	1,417	2,605
75	1,473	12,244	1,297	2,770	210	1,138	16,117	1,441	2,579
80	1,484	12,355	1,305	2,789	210	1,094	16,756	1,463	2,558
80	1,508	12,159	1,297	2,805	210	1,029	17,814	1,499	2,529
80	1,531	11,976	1,290	2,821	210	0,957	19,159	1,544	2,501

Tableau V.5 : Hauteurs Des Murs Bajoyers

Conclusion Générale

Lors de l'élaboration de ce travail, nous sommes heurtés principalement à la difficulté de prédéterminer la crue de projet.

En effet, l'estimation des crues rares et extrêmes est un problème ardu et délicat que la science hydrologique n'a pas encore résolu de façon satisfaisante. Ceci est d'autant plus difficile lorsque le bassin versant n'est pas doté ou n'est pas bien doté de stations pluviométriques et de stations hydrométriques.

Pour surmonter l'inexistence de stations pluviométriques et de stations hydrométriques à l'intérieur du bassin versant, nous avons utilisé des données pluviométriques et hydrométriques des bassins versants voisins.

Concernant la pluviométrie du bassin versant de l'Oued de Sidi Ahmed Youcef (OSAY), nous l'avons étudié à partir des données des stations pluviométriques (YAKOUREN et TAGMA) qui se trouvent aux alentours du bassin versant.

L'inexistence de stations hydrométriques dans le bassin versant, nous a imposé l'utilisation des formules empiriques et des méthodes d'analogie (avec le bassin versant d'Azzefoun) afin de déterminer l'apport moyen annuel du bassin versant.

Néanmoins, les résultats obtenus paraissent fiables et représentatifs de la région.

Sur la base de plusieurs facteurs (La qualité des prévisions de crue, La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation, La durée et les degrés d'utilisation, Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé, Le type de barrage, ...etc.), un évacuateur de crue à surface libre du type latéral, avec un déversoir de type GREAGER ont été retenus.

La grandeur de la vitesse de sortie du coursier supérieur à 15m/s ($V=19,159\text{m/s}$) ainsi qu'un nombre de Froude dépassant la valeur de 4,5 ($F=6,19$) nous ont permis de choisir un bassin de dissipation USBR de type III.

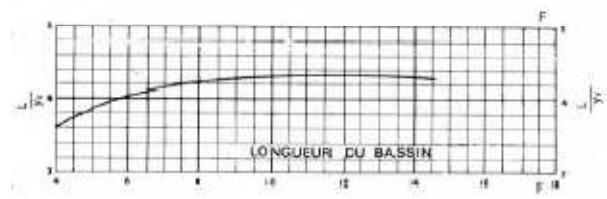
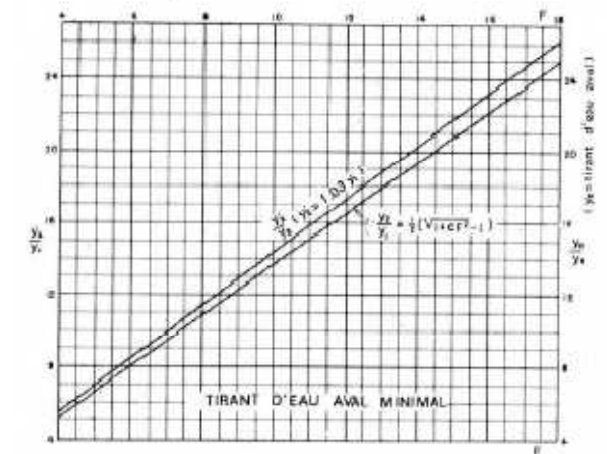
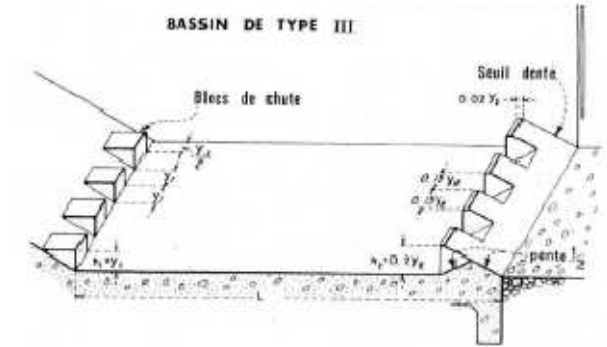
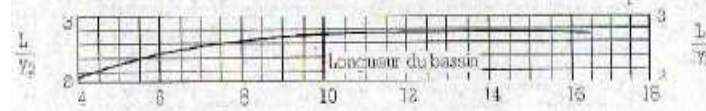
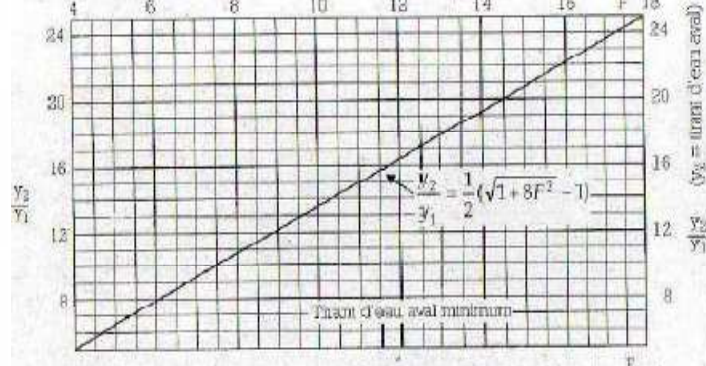
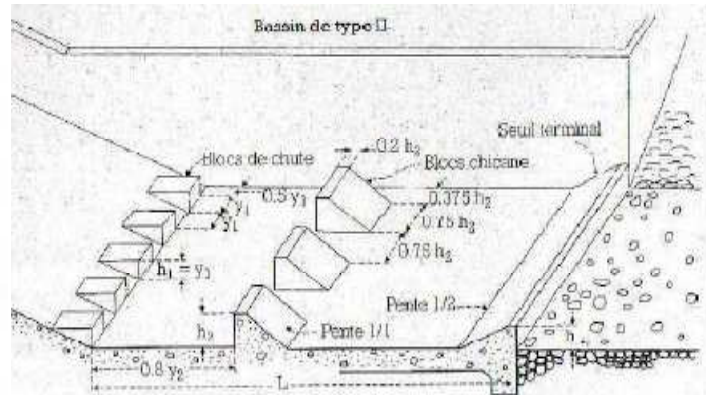
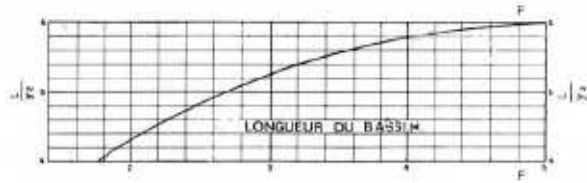
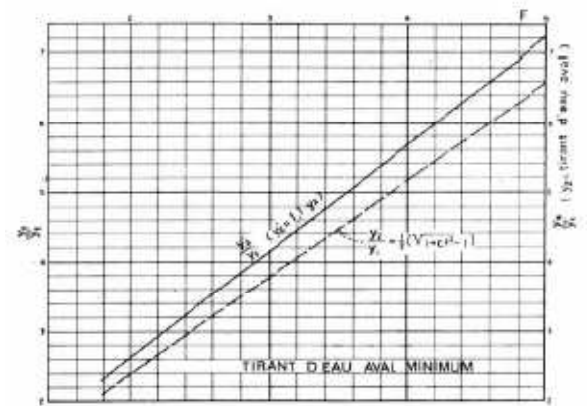
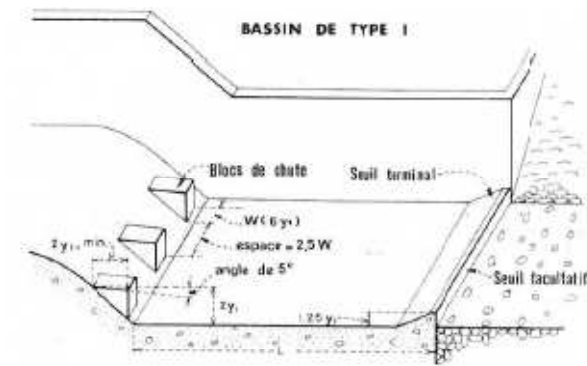
Enfin, au-delà du concept de la fiabilité à l'évacuation, il est à noter que notre étude a été faite d'une façon à répondre aux exigences technico-économiques.

Références bibliographiques

- [1] DAR EL HANDASSA
« Avant projet détail de Barrage Sidi khelifa » 2006
- [2]Jean- Maurice DURAND
« Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale »
E.I.E.R Cemagref Editions 1999 ; p 415
- [3]C.I.G.B/I.C.O.L.D
« Spillways for dams / évacuateurs de crue de barrage »
BULLETIN 58 1987 ; p 172
- [4]François Anctil ; Jean Rousselle et Nicolas Lauzan
« Hydrologie : cheminement de l'eau » ; volume 1
Edition : presse internationales polytechniques (Montréal) ; 2008 p 317
- [5]Paul Maylin ; Anne Catherine Favre, André musy
« Hydrologie fréquentielle : une science prédictive »
Edition : presses polytechniques et universitaire Romandes ; 2008 p173
- [6]José, Lamas
« Hydrologie générale : principe et application »
Edition : gaetan morin éditeur ; 1985 p487
- [7]Gaston Réménieras
« Hydrologie de l'ingénieur »
Éditeur : Eyrolles (paris) ; 1972 p456
- [8]Centre nationale de machinisme agricole du génie rurale des eaux et foret
« Petits barrages » P 272
- [9]BOVARD Maurice
« Transport des sédiments dans les ouvrages hydrauliques » P 169
- [10]M. Carlier
« Hydraulique générale appliqué »
Edition Eyrolles ; 1980 P 599
- [11]SARI Ahmed
« Hydrologie de surface »
Edition distribution HOUMA; 2002 p 223
- [12]W. LAKEL
« Conception et dimensionnement des évacuateurs de crues »
Pfe ENP (1993)
- [13]HATTAB
« L'étude et la conception d'un évacuateur de crue sur l'oued Nador (w. Tipaza) »
Pfe ENP (2001)
- [14]NETTARI Kamel et SEDIKI Ramdane
« Sécurité des barrages face au risque des crues (cas du barrage de Koudiat - Affren) »
Pfe ENP (1996)

- [15]M. TOULEB
« Étude comparative des évacuateurs de crue avec application au barrage de Koudiat Rosfa »
Pfe ENP (1993)
- [16]CHEKIANE Kamel et MERAZKA Ramzi
« Étude et conception de barrage de Taourira sur l'oued MESSELMOUN »
Pfe ENP(1998)
- [17]AYAD Habiba et MAZROU Saleha
« Étude de faisabilité du barrage TAKDEMPT sur l'oued SEBAOU » Pfe ENP(1993)
- [18] A. Salhi
« Étude de l'évacuateur de crue de barrage de transfert du CHELIFF système M.A.O »
Pfe ENP (2004)

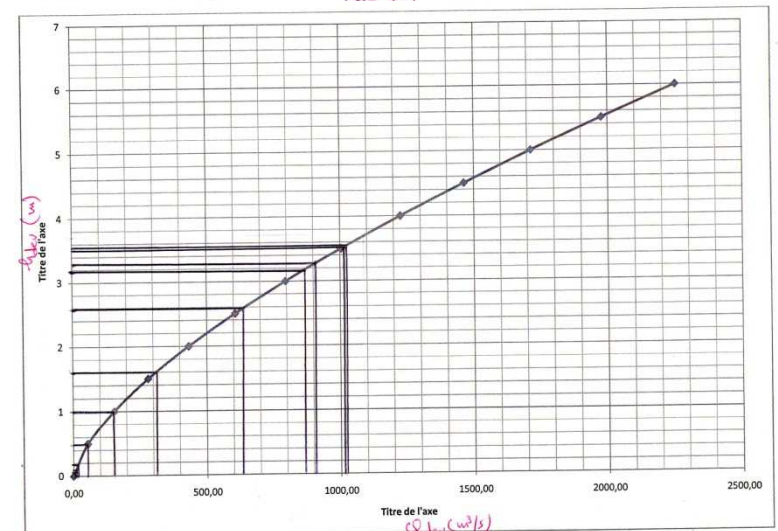
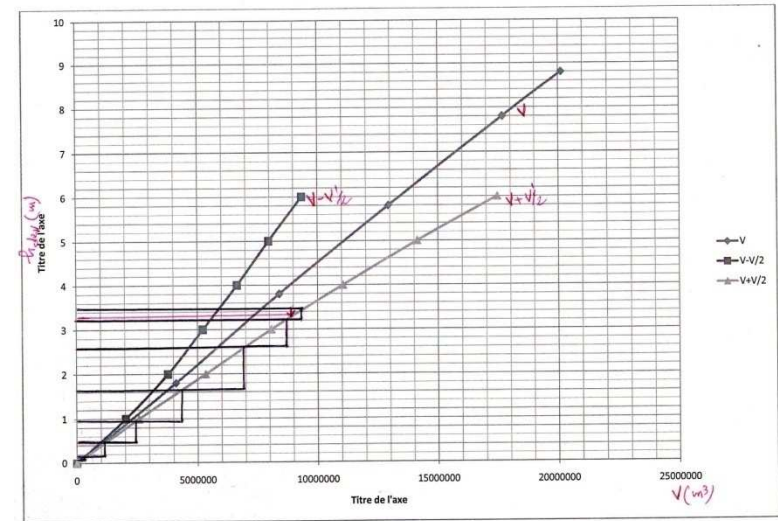
ANNEXES



Détermination Des Caractéristiques Des Bassins De Dissipation Du Type (I, II Et III).

b=70m

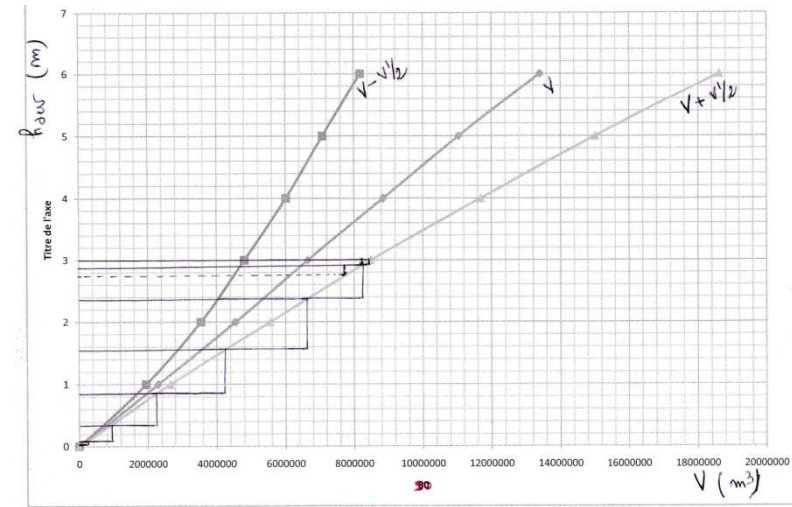
temps	Qmoy	Vmoy	Qdev	Hdev
0--1	17,33	62381,87	6,01	0,04
1--2	86,64	311909,33	11,11	0,08
2--3	225,27	810964,25	22,20	0,17
3--4	433,21	1559546,64	55,50	0,5
4--5	710,46	2557656,49	155,50	1
5--6	1043,58	3756904,18	311,10	1,64
6--7	1161,15	4180149,14	638,90	2,64
7--8	1045,96	3765460,50	713,33	3,21
8--9	938,65	3379155,08	1011,11	3,57
9--10	838,95	3020226,39	1022,22	3,58
10--11	746,57	2687667,93	866,70	3,32
11--12	661,24	2380473,21		
12--13	582,68	2097635,71		
13--14	510,60	1838148,96		
14--15	444,72	1601006,45		
15--16	384,78	1385201,68		
16--17	330,48	1189728,15		
17--18	281,55	1013579,38		
18--19	237,71	855748,86		
19--20	198,68	715230,09		
20--21	164,17	591016,57		
21--22	133,92	482101,82		
22--23	107,63	387479,33		
23--24	85,04	306142,60		
24--25	65,86	237085,14		
25--26	49,81	179300,45		
26--27	36,61	131782,04		
27--28	25,98	93523,40		
28--29	17,64	63518,03		
29--30	11,32	40759,45		
31--32	6,73	24241,15		
32--33	3,60	12956,64		
33--34	1,64	5899,42		
34--35	0,57	2062,98		
35--36	0,12	440,85		



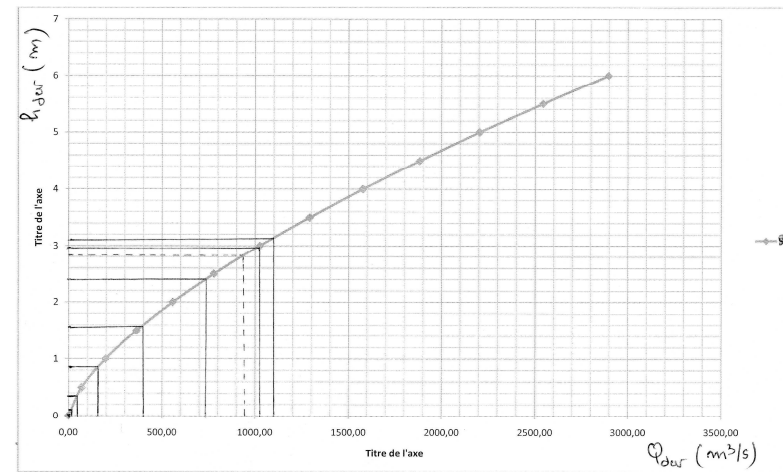
Calcul de laminage pour b=70m

b=90m

temps	Qmoy	Vmoy	Qdev	Hdev
0--1	17,33	62381,87	4,1	0,03
1--2	86,64	311909,33	18,03	0,10
2--3	225,27	810964,25	50,82	0,33
3--4	433,21	1559546,64	163,93	0,85
4--5	710,46	2557656,49	483,61	1,56
5--6	1043,58	3756904,18	734,43	2,36
6--7	1161,15	4180149,14	1024,59	2,9
7--8	1045,96	3765460,50	1090,16	3,03
8--9	938,65	3379155,08	1024,59	2,9
9--10	838,95	3020226,39	942,62	2,74
10--11	746,57	2687667,93		
11--12	661,24	2380473,21		
12--13	582,68	2097635,71		
13--14	510,60	1838148,96		
14--15	444,72	1601006,45		
15--16	384,78	1385201,68		
16--17	330,48	1189728,15		
17--18	281,55	1013579,38		
18--19	237,71	855748,86		
19--20	198,68	715230,09		
20--21	164,17	591016,57		
21--22	133,92	482101,82		
22--23	107,63	387479,33		
23--24	85,04	306142,60		
24--25	65,86	237085,14		
25--26	49,81	179300,45		
26--27	36,61	131782,04		
27--28	25,98	93523,40		
28--29	17,64	63518,03		
29--30	11,32	40759,45		
31--32	6,73	24241,15		
32--33	3,60	12956,64		
33--34	1,64	5899,42		
34--35	0,57	2062,98		
35--36	0,12	440,85		



b = 90 m.



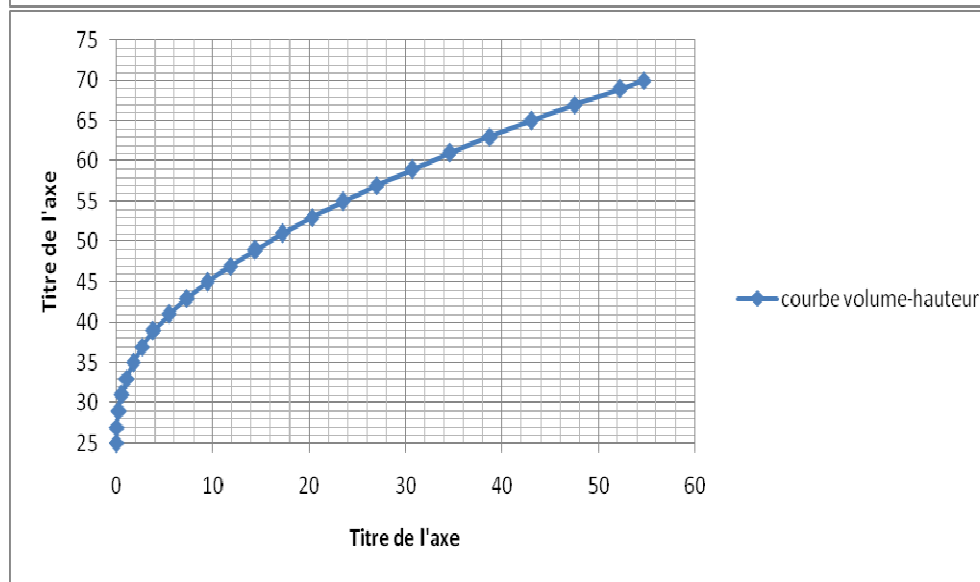
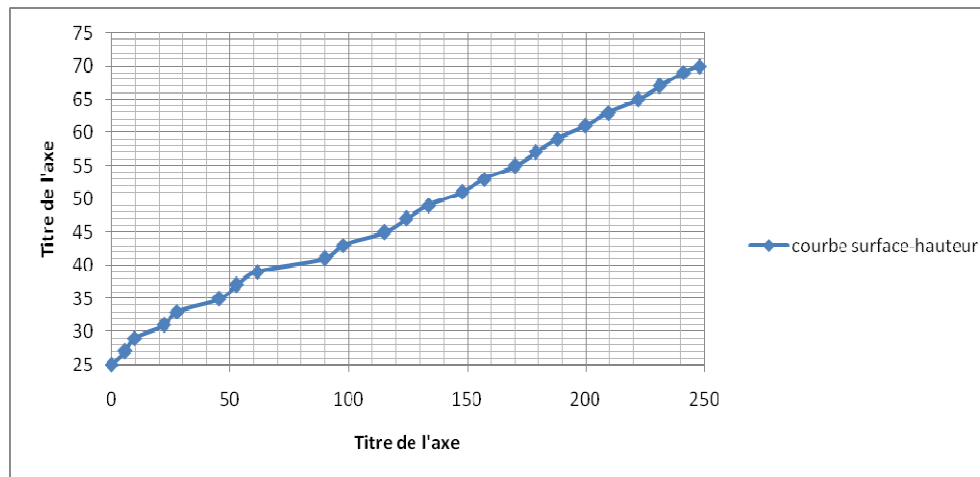
b = 90 m

Calcul de laminage pour b=90m

Profil en long de l'évacuateur de crue :

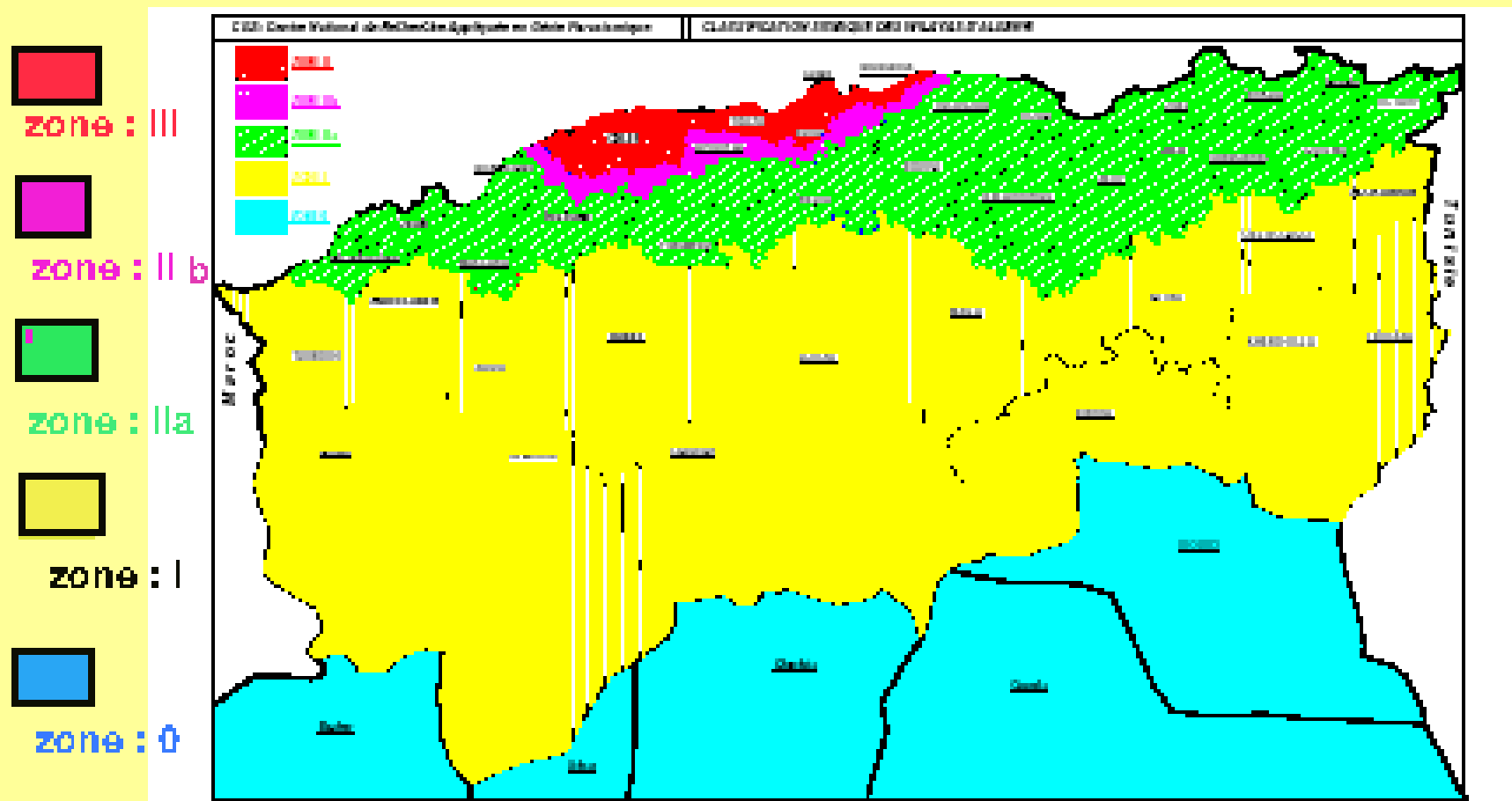
$X_n(m)$	$b_n(m)$	$h(m)$	$S_n(m^2)$	$P_n(m)$	$Q_n(m^3/s)$	$V_n(m/s)$	$R_n(m)$	C_n	$I_n(\%)$
5	11,875	0,810	14,140	13,665	67,383	4,766	1,035	71,836	0,100
10	13,750	0,980	19,808	15,916	134,766	6,804	1,245	74,081	0,100
15	15,625	1,088	24,990	18,029	202,149	8,089	1,386	75,423	0,100
20	17,500	1,169	30,073	20,083	269,533	8,963	1,497	76,400	0,100
25	19,375	1,229	35,003	22,091	336,916	9,625	1,585	77,124	0,100
30	21,250	1,277	39,890	24,072	404,299	10,135	1,657	77,702	0,100
35	23,125	1,315	44,702	26,031	471,682	10,552	1,717	78,165	0,100
40	25,000	1,348	49,539	27,979	539,065	10,882	1,771	78,564	0,100
45	26,875	1,374	54,282	29,911	606,448	11,172	1,815	78,887	0,100
50	28,750	1,395	58,956	31,833	673,831	11,429	1,852	79,155	0,100
55	30,625	1,415	63,702	33,752	741,214	11,636	1,887	79,405	0,100
60	32,500	1,433	68,462	35,667	808,598	11,811	1,919	79,629	0,100
65	34,375	1,448	73,169	37,575	875,981	11,972	1,947	79,820	0,100
70	36,250	1,461	77,853	39,479	943,364	12,117	1,972	79,988	0,100
75	38,125	1,473	82,552	41,380	1010,747	12,244	1,995	80,142	0,100
80	40,000	1,484	87,259	43,279	1078,130	12,355	2,016	80,284	0,100
92	40,000	1,508	88,670	43,333	1078,130	12,159	2,046	80,482	0,100
104	40,000	1,531	90,023	43,383	1078,130	11,976	2,075	80,670	0,100
116	40,000	1,555	91,434	43,436	1078,130	11,791	2,105	80,863	0,100
128	40,000	1,578	92,786	43,487	1078,130	11,619	2,134	81,045	0,100
140	40,000	1,602	94,198	43,540	1078,130	11,445	2,163	81,233	0,100
154	40,000	1,559	91,669	43,445	1078,130	11,761	2,110	80,894	9,000
165	40,000	1,529	89,905	43,379	1078,130	11,992	2,073	80,653	9,000
168	40,000	1,522	89,494	43,363	1078,130	12,047	2,064	80,597	9,000
182	40,000	1,489	87,553	43,291	1078,130	12,314	2,022	80,325	9,000
196	40,000	1,461	85,907	43,229	1078,130	12,550	1,987	80,091	9,000
210	40,000	1,435	84,378	43,171	1078,130	12,777	1,954	79,869	9,000
226	40,000	1,419	83,461	43,137	1078,130	12,918	1,935	79,734	40,000
235	40,000	1,354	79,637	42,993	1078,130	13,538	1,852	79,157	40,000
242	40,000	1,304	76,663	42,881	1078,130	14,063	1,788	78,691	40,000
252	40,000	1,232	72,415	42,722	1078,130	14,888	1,695	77,995	40,000
258	40,000	1,188	69,866	42,626	1078,130	15,431	1,639	77,560	40,000
265	40,000	1,138	66,892	42,514	1078,130	16,117	1,573	77,033	40,000
271	40,000	1,094	64,343	42,418	1078,130	16,756	1,517	76,565	40,000
280	40,000	1,029	60,520	42,275	1078,130	17,814	1,432	75,830	40,000
290	40,000	0,957	56,272	42,115	1078,130	19,159	1,336	74,963	40,000

cote NGA	surfce(ha)	volume(Hm3)
25	0	0
27	5,8	0,06
29	9,71	0,22
31	22,18	0,57
33	27,7	1,07
35	45,31	1,74
37	52,92	2,72
39	61,44	3,86
41	89,82	5,48
43	97,68	7,35
45	115,2	9,43
47	124,4	11,83
49	133,9	14,41
51	147,8	17,25
53	157,3	20,3
55	170,3	23,56
57	179,1	27,06
59	188,1	30,73
61,2	199,8	34,61
63	209,8	38,71
65	222	43,02
67	231,5	47,55
69	241,5	52,28
70	248	54,73



Courbes surface-hauteur et volume-hauteur

CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99/ APRES ADDENDA

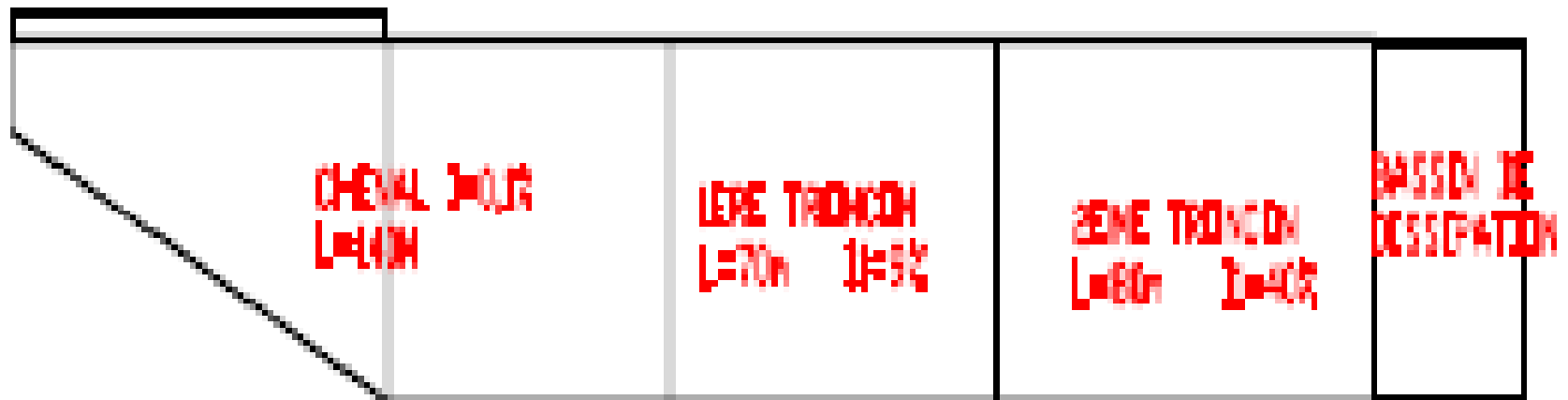


La carte sismique de l'Algérie

divisions principales			Symbole de groupe	Nom du groupe	
Les sols à gros grains plus de 50% retenus sur le n ° 200 (0,075 mm) tamis	Gravier > 50% de la fraction grossière conservée à n ° 4 (4,75 mm) tamis	gravier propre <5% plus petit que # 200 Sieve	GW	gravier calibré, fine à grossière de gravier	
			GP	mal classés de gravier	
		gravier avec des amendes de plus de 12%	GM	limoneux de gravier	
			GC	gravier argileux	
	Sable ≥ 50% de la fraction grossière passe n ° 4 tamis	sable propre	SW	bien classés sable, sable fin à grossier	
			SP	sable mal-classés	
		sable avec des amendes de plus de 12%	SM	sable limoneux	
			SC	sable argileux	
	les sols à grains fins plus de 50% passe No.200 tamis	limon et d'argile limite de liquidité <50	inorganique	ML	limon
				CL	argile
organique			OL	silt organique, d'argile organique	
limon et d'argile limite de liquidité ≥ 50		inorganique	MH	limon de haute plasticité, élasticité du limon	
			CH	argile de haute plasticité, l'argile grasse	
		organique	Ohio	limon argileux biologique	
Les sols fortement organiques			Pt	tourbe	

Classification des sols

LE DEVERSOUR



LE SCHEMA DE L4EVACUATEUR DE CRUE