

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila**  
**Institut des Sciences et de Technologie**  
**Département de sciences et Techniques**



N°Ref :.....

**Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de**  
**MASTER**  
**Spécialité : Sciences Hydrauliques.**

## **THEME**

**Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued  
Souagui. Commune de Bouhatem -Wilaya de Mila.**

**Présenté par :**

- Boukerne Houssam
- Zelouache Samir

**Soutenu devant le jury :**

**Mme Boumessenegh Amel**

**Président**

**Mme Chebbah Lynda**

**Promoteur**

**Mr Khlalfa Mohamed**

**Examineur**

**Année universitaire : 2016/2017**

## **Remerciement**

*Mes plus grands remerciements sont destinés au **Dieu tout puissant**, de m'avoir donné la force, le courage, la patience et la bonne volonté de parcourir le chemin de mes études.*

*Merci à notre promotrice **Mme Chebbah Lynda**, pour le savoir qu'il m'a transmis, l'intérêt qu'il m'a accordé, les conseils qu'il m'a donné, et surtout pour tout le temps qu'il m'a consacré pour élaborer au mieux ce modeste travail.*

*Nous remercions vivement **Mme Kachoud-B**; Technicien Supérieur dans direction de ressource en eau de Mila, pour sa gentillesse et sa précieuse coopération.*

*Nous remercions les membres et président de jury d'avoir accepté d'analyser mon travail.*

*Nous remercions très chaleureusement mes camarades de la promotion hydraulique, surtout mes amis pour tous les bons moments qu'on a passés ensemble.*

*Nous remercions toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

# *DEDICACES*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon mère YAMNA et mon père SAID qui m'ont toujours soutenue dans mon travail et à qui je serais éternellement reconnaissant. Que dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.*

*Mes frères et Mes sœur.*

*Et toute la famille.*

**HOUSSAM**

# *DEDICACES*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon mère HADDA et mon père SAID qui m'ont toujours soutenue dans mon travail et à qui je serais éternellement reconnaissant. Que dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.*

*Mes frères et Mes sœur.*

*Et toute la famille.*

**SAMIR**

## *Sommaire*

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notations	
Résumé	
Introduction générale	

### ***CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE***

Introduction .....	1
I.1. Situation géographique du bassin versant .....	1
I.2. Caractéristiques morpho-métriques .....	1
I.3. Le relief.....	5
I.3.1. Courbe hypsométrique .....	5
I.3.2. Caractéristiques des altitudes .....	6
I.3.2.1. L'altitude moyenne .....	6
I.3.2.2. Les pentes .....	7
I.4. Classification des reliefs .....	9
I.5. Hydrographie .....	9
Conclusion .....	13

### ***CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE***

Introduction.....	14
II.1. Historique.....	14
II.2. Cadre géologique générale.....	15
II.2.1. Position de la région de Chelghoum Laid dans le cadre structural de l'Algérie septentrionale.....	15
II.3. Géographie .....	15
II.3.1. Orographie.....	15
II.3.2. Climat.....	16
II.3.3. Végétation et cultures.....	16
II.4. Stratigraphie.....	16
II.4.1. Trias.....	16

II.4.2. Jurassique.....	17
II.4.3. Crétacé.....	17
II.4.4. Nummulitique.....	17
II.4.5. Oligocène.....	18
II.4.6. Miocène inférieur.....	18
II.4.7. Néogène continental .....	18
II.4.8. Quaternaire.....	19
II.5. Géomorphologie .....	19
II.6. Tectonique.....	19
II.7. Cadre Géologique Local.....	20
II.7.1. Description générale.....	20
II.7.2. Lithologie.....	21
II.7.2.1. Marnes, argiles rouges et bancs calcaires du Miocène supérieur.....	21
II.7.2.2. Colluvions.....	21
II.7.2.3. Terrasses alluvionnaires.....	21
II.7.2.4. Alluvions du lit de l'Oued.....	21
II.8. Géotechnique.....	22
II.8.1. Puits de reconnaissance.....	22
II.8.2. Essais géotechniques.....	23
II.8.3. Résultats des essais géotechniques (Zone d'emprunt I) .....	25
II.8.3.1. Essais physique.....	25
II.8.3.2. Essais mécaniques.....	26
II.8.3.3. Essais chimiques.....	26
II.8.4. Résultats des essais géotechniques (Zone d'emprunt II) .....	27
II.8.4.1. Essais physiques.....	27
II.8.5. Volume des matériaux.....	27
Conclusions et recommandations.....	28

### ***CHAPITRE III : ETUDE CLIMATOLOGIQUE ET HYDROLOGIQUE***

Introduction .....	29
III.1. Etude climatique .....	29

III.1.1. Caractéristiques climatiques du bassin versant .....	29
III.1.1.1. Température .....	29
III.1.1.2. Evaporation .....	30
III.1.1.3. Humidité relative .....	31
III.1.1.4. Vitesse de vent .....	32
III.1.2. Pluviométrie .....	32
III.1.2.1. Précipitations moyennes mensuelles .....	32
III.1.2.2. Pluies maximales journalières .....	33
III.1.3. Ajustement des pluies maximales journalières .....	33
III.2. Etude hydrologique .....	39
III.2.1. Estimation des apports .....	39
III.2.1.1. Apports liquides .....	39
III.2.1.2. Variabilité de l'apport .....	41
III.2.1.3. Estimation fréquentielle de l'apport annuel .....	42
III.2.2. Etude des crues .....	42
III.2.2.1. Détermination des débits de crues .....	43
III.2.2.2. L'hydrogramme des crues .....	44
III.2.2.3. Choix de la crue de projet .....	47
III.2.3. Etude des apports solides .....	48
III.2.4. Etude de la régularisation .....	49
III.2.4.1. Répartition mensuelle des évaporations, l'infiltration .....	50
III.2.4.2. Répartition de besoin .....	53
III.2.4.3. Répartition Mensuelle des Apports .....	53
III.2.4.4. Détermination du volume de la retenue .....	53
III.2.5. Etude de laminage des crues .....	54
III.2.5.1. Méthode pas à pas .....	55
Conclusion .....	61
<b>CHAPETRE IV: ETUDE TECHNIQUE</b>	
Introduction .....	62
IV.1. Choix du type du barrage .....	62
IV.2. Conception de la digue .....	62

---

IV.2.1. Hauteur du barrage.....	62
IV.2.1.1. Niveau normal de la retenue.....	62
IV.2.1.2. Niveau plus haute d'eau.....	62
IV.2.1.3. La revanche.....	63
IV.2.1.3.1. La hauteur de la vague.....	63
IV.2.1.3.2. La vitesse de propagation des vagues.....	63
IV.2.1.4. La hauteur totale de la digue.....	64
IV.2.2. La largeur en crête.....	64
IV.2.3. Les pentes des talus.....	65
IV.3. Protection de la digue.....	65
IV.3.1. Protection de la crête.....	65
IV.3.2. Protection des talus.....	65
IV.3.2.1. Talus aval .....	66
IV.3.2.2. Talus amont .....	66
IV.3.3. Dispositif de protection contre les effets de l'eau.....	68
IV.3.3.1. Prisme de drainage.....	68
IV.3.3.1.1. Dimensionnement du prisme de drainage .....	68
IV.3.3.2. Calcule des filtres (couche de transition) .....	69
IV.4. Ligne de saturation .....	70
IV.5. Calcul d'infiltration à travers la digue.....	71
IV.5.1. Débit de fuite .....	71
IV.5.1.1. Débit de fuite à travers la digue .....	71
IV.5.1.2. Le débit à travers la fondation.....	72
IV.6. Phénomène de « renard ».....	72
IV.7. Calcul de stabilité.....	73
IV.7.1. Généralités sur la stabilité des barrages (talus) .....	73
IV.7.1.1. La méthode des éléments finis.....	73
IV.7.1.2. Présentation du code éléments finis .....	73
IV.7.1.3. Présentation de Slide .....	74
IV.7.2. Le facteur de sécurité.....	74
IV.7.2.1. Notion de coefficient de sécurité .....	74

IV.7.3. Calcul du facteur de sécurité .....	74
IV.7.4. Calcul de la stabilité avec slide.....	75
IV.7.4.1. Cas les plus défavorables.....	76
Conclusion.....	83

### ***CHAPITRE V : LES OUVRAGES ANNEXES***

Introduction.....	84
V.1. Evacuateur de crue.....	84
V.1.1. Choix de l'évacuateur de crues.....	84
V.1.2. L'emplacement de l'évacuateur de crues.....	84
V.1.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crues.....	84
V.1.4. Composantes de l'évacuateur de crues latérale.....	85
V.1.4.1. Canal d'amenée.....	85
V.1.4.2. Le seuil déversant.....	86
V.1.4.3. Chenal d'écoulement.....	87
V.1.4.4. Le coursier.....	93
V.1.4.5. Bassin d'amortissement (Dissipateur d'énergie).....	102
V.1.4.6. Canal de fuite.....	106
V.2. Ouvrage de prise d'eau.....	108
V.2.1. Type de prise.....	108
V.2.1.1. Dimensionnement de la prise d'eau.....	108
V.3. La vidange de fond.....	109
V.3.1. Calcul hydraulique.....	110
V.3.2. Calcul du bassin d'amortissement après la chambre des vannes .....	112
Conclusion.....	112

### ***CHAPITRE VI : L'ORGANISATION DE CHANTIER***

Introduction .....	113
VI .1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier .....	113
VI.1.1. Le maître de l'ouvrage.....	113
VI.1.2. L'entrepreneur .....	113
VI.2. Réalisation du barrage en terre .....	114

VI.2.1. Les moyens de chantier .....	114
VI.2.2. La succession des travaux .....	115
VI.2.2.1. Travaux préparatoires.....	115
VI.2.2.2. Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)...	115
VI.2.2.3. Mise en place du remblai.....	117
VI.2.2.4. Dérivation et protection contre les eaux.....	117
VI.3. Exécution de la digue.....	117
VI.4. Travaux de bétonnage.....	118
Conclusion.....	119
Conclusion générale	

## *Liste des tableaux*

### **CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE**

Tableau N° (I-1) : Coordonnées topographique du site d'étude .....	1
Tableau N° (I-2) : Répartition hypsométrique du bassin versant de oued Souagui .....	5
Tableau N° (I-3) : Répartition des superficies du bassin versant d'oued Souagui .....	7
Tableau N° (I-4) : Calcul de l'indice de pente de Roche .....	7
Tableau N° (I-5) : Classification des reliefs d'après l'ORSTOM .....	9
Tableau N° (I-6) : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant d'oued Souagui .....	13

### **CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE**

Tableau N° (II-1) : Situation et profondeur des puits de reconnaissance .....	23
Tableau N° (II-2) : Résultats des essais Proctor (ZEI) .....	25
Tableau N° (II-3) : Résultats des essais de cisaillement rectiligne (ZEI) .....	26
Tableau N° (II-4) : Résultats des essais de compressibilité oedométrique (ZEI) .....	26
Tableau N° (II-5) : Résultats des essais Proctor (ZEII) .....	27

### **CHAPITRE III : ETUDE CLIMATOLOGIQUE ET HYDROLOGIQUE**

Tableau N° (III-1) : Caractéristique de la station de Chelghoum Laid .....	29
Tableau N° (III-2) : Répartition mensuelles de la température station Ain Bey, Constantine (Période 1995-2008) .....	29
Tableau N° (III-3) : Répartition mensuelles de l'évaporation station, Ain Bey Constantine (Période 1995-2008) .....	30
Tableau N° (III-4) : Répartition mensuelle de L'humidité relative en (%), station Ain Bey, Constantine (Période 1995-2008) .....	31
Tableau N° (III-5) : Répartition mensuelle de la vitesse de vent, station Ain Bey, Constantine (Période 1995-2008) .....	32
Tableau N° (III-6) : Répartition mensuelle des pluies moyenne, la station de Chelghoum Laid (Période 1977-2015) .....	32
Tableau N° (III-7) : Les paramètres statistiques de l'échantillon .....	33
Tableau N° (III-8) : Ajustement à la loi Lognormal .....	34
Tableau N° (III-9) : Ajustement à la loi de GUMBEL .....	35
Tableau N° (III-10) : Résultat d'ajustement de notre série de pluies à la loi de GUMBEL .....	36

Tableau N° (III-11) : Pluies maximales de durée « Tc » .....	37
Tableau N° (III-12) : Pluies de courtes durées et leur intensité pour différentes fréquences .....	37
Tableau N° (III-13) : Résultats des apports moyens annuels obtenus par les différentes formules .....	41
Tableau N° (III-14) : Récapitulatif des valeurs du coefficient de variation ....	42
Tableau N° (III-15) : Les apports liquides des différentes fréquences .....	42
Tableau N° (III-16) : Valeurs des débits de crues par la formule de TURRAZZA de différentes fréquences .....	43
Tableau N° (III-17) : Résultats du calcul de la formule de POSSENTI .....	43
Tableau N° (III-18) : Valeurs de Gamma ( $\gamma$ ) .....	44
Tableau N° (III-19) : Valeurs des débits de crues par la formule SOKOLOVSKY de différentes fréquences .....	44
Tableau N° (III-20) : Débits de crues pour différents fréquences : T = 10, 100 et 1000 ans .....	46
Tableau N° (III-21) : Quelques critères de choix de la crue de projet .....	48
Tableau N° (III-22) : Choix de la crue de projet .....	48
Tableau N° (III-23) : Variation capacité-hauteur-surface .....	51
Tableau N° (III-24) : Répartition mensuelle de volume l'évaporation, volume l'infiltration et besoin de zone d'étude .....	52
Tableau N° (III-25) : Lesbesoin en irrigation .....	53
Tableau N° (III-26) : Répartition Mensuelle des Apportsà 80% .....	53
Tableau N° (III-27) : Les calculs de la régularisation.....	54
Tableau N° (III-28) : Laminage de la crue (L = 4 m) .....	56
Tableau N° (III-29) : Laminage de la crue (L = 6 m) .....	58
Tableau N° (III-30) : Laminage de la crue (L = 8 m) .....	60
Tableau N° (III-31) : Choix de largeur de déversoir « L » .....	61

#### **CHAPITRE IV :ETUDE TECHNIQUE**

Tableau N° (IV-1) :Calcul des hauteurs des vagues .....	63
Tableau N° (IV-2) : Résultats des Calculs de la largeur en crête .....	65
Tableau N° (IV-3) : Variation des pentes des talus en fonction de la hauteur de la digue et le type de barrage.....	65
Tableau N° (IV-4): Hauteur des vagues en fonction de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement .....	66

Tableau N° (IV-5) : Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques .....	67
Tableau N° (IV-6) : Les différentes méthodes de calcul d'épaisseur .....	67
Tableau N° (IV-7) : Les coordonnées de la parabole .....	70
Tableau N° (IV-8) : Les factures géotechniques .....	75
Tableau N° (IV-9) : Les résultats des factures de sécurité .....	82

### ***CHAPITRE V : LES OUVRAGES ANNEXES***

Tableau N° (V.1) : Coordonnées du seuil déversant type (WES).....	86
Tableau N° (V-2) : Calcul de la hauteur contractée .....	89
Tableau N° (V-3) : Calcul de hauteur normal (hn) .....	92
Tableau N° (V-4) : Calcul de Courbe de tarage du coursier .....	94
Tableau N° (V-5) : Méthode de PAVLOVSKY .....	100
Tableau N° (V-6) : Méthode de BERNOULLI .....	100
Tableau N° (V-7) : Calculs de tarage de canal de fuite .....	106
Tableau N° (V-8) : Les besoins .....	108
Tableau N° (V-9) : Variation du débit vidangeable par la vidange de fond ...	111
Tableau N° (V-10) : Calcul du temps de vidange (D=400mm) .....	111

### ***CHAPITRE VI : L'ORGANISATION DE CHANTIER***

Tableau N° (VI-1) : La succession des travaux.....	116
--	-----

## *Liste des figures*

### **CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE**

Figure N° (I-1) : Situation du Bassin versant de la retenue collinaire d'oued Souagui.....	2
Figure N° (I-2) : Rectangle équivalent du bassin versant d'oued Souagui.....	4
Figure N° (I-3) : Courbe Hypsométrique.....	6
Figure N° (I-4) : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Souagui...	9
Figure N° (I-5) : Profile en long d'oued Souagui .....	10
Figure N° (I-6) : L'ordre des cours d'eau de notre bassin versant .....	11

### **CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE**

Figure N° (II-1) : Géologie de la région de Chelghoum Laid .....	15
Figure N° (II-2) : Coupe Géologique dans le l'axe de la digue .....	22
Figure N° (II-3) : Localisation des puits de reconnaissance .....	24

### **CHAPITRE III : ETUDE CLIMATOLOGIQUE ET HYDROLOGIQUE**

Figure N° (III-1) : Répartition mensuelles des températures de la station d'Ain Bey (Période 1995-2008) .....	30
Figure N° (III-2) : Répartition mensuelles de l'évaporation de la station d'Ain Bey (période 1995-2008) .....	31
Figure N° (III-3) : Répartition mensuelle de L'humidité relative (%) de la station d'Ain Bey (période1995-2008) .....	31
Figure N° (III-4) : Répartition mensuelle de la vitesse du vent a la station d'Ain Bey (période1995-2008) .....	32
Figure N° (III-5) : Répartition de précipitations moyennes mensuelles de la station de Chelghoum Laid (Période 1977-2015) .....	33
Figure N° (III-6) : Ajustement à la loi Log normale .....	35
Figure N° (III-7) : Ajustement à la loi de Gumbel .....	36
Figure N° (III-8) : La pluie de courtes durées en fonction de temps .....	38
Figure N° (III-9) : L'intensité des pluies en fonction de temps .....	38
Figure N° (III-10) : Hydrogramme des crues.....	47
Figure N° (III-11) : Courbe (Cotes – Surfaces) .....	51
Figure N° (III-12) : Courbe (Cote –Capacité) .....	52
Figure N° (III-13) : Débit entrent et débit déversée en fonction de temps .....	57

Figure N° (III-14) : Débit entrent et débit déversée en fonction de temps .....	59
Figure N° (III-15) : Débit entrent et débit déversée en fonction de temps .....	61

#### **CHAPITRE IV : ETUDE TECHNIQUE**

Figure N° (IV-1) : Protection des talus amont par enrochement rip-rap, l'échelle (1/500).....	67
Figure N° (IV-2) : Prisme de drainage, l'échelle (1/100) .....	69
Figure N° (IV-3) : La ligne de saturation, l'échelle (1/500) .....	71
Figure N° (IV-4) : Modalisation de la digue sur Slide .....	75
Figure N° (IV-5) : Le maillage proposé pour le calcul de facture de sécurité ..	76
Figure N° (IV-6) : Facture de sécurité de talus amont (sans séisme) .....	76
Figure N° (IV-7) : Facture de sécurité de talus amont (avec séisme) .....	77
Figure N° (IV-8) : Facture de sécurité de talus aval (sans séisme) .....	77
Figure N° (IV-9) : Facture de sécurité de talus aval (avec séisme) .....	78
Figure N° (IV-10) : Facture de sécurité de talus amont (sans séisme) .....	78
Figure N° (IV-11) : Facture de sécurité de talus amont (avec séisme) .....	79
Figure N° (IV-12) : Facture de sécurité de talus aval (sans séisme) .....	79
Figure N° (IV-13) : Facture de sécurité de talus aval (avec séisme) .....	80
Figure N° (IV-14) : Facture de sécurité de talus amont (sans séisme) .....	80
Figure N° (IV-15) : Facture de sécurité de talus amont (avec séisme) .....	81
Figure N° (IV-16) : Facture de sécurité de talus aval (sans séisme) .....	81
Figure N° (IV-17) : Facture de sécurité de talus aval (avec séisme) .....	82

#### **CHAPITRE V : LES OUVRAGES ANNEXES**

Figure N° (V.1) : Le profil du seuil déversant de type (WES) .....	86
Figure N° (V-2) : Tracé de seuil de l'évacuateur de crue de type (WES), L'échelle (1/50) .....	87
Figure N° (V-3) : Le chenal d'écoulement, l'échelle (1/200) .....	88
Figure N° (V-4) : Calcul de la hauteur contractée .....	90
Figure N° (V-5) : Courbe de tarage du chenal d'écoulement .....	93
Figure N° (V-6) : Coursier .....	94
Figure N° (V-7) : Courbe de tarage du coursier .....	95
Figure N° (V-8) : Schéma représentatif de l'allure de la ligne d'eau .....	101

Figure N° (V-9) : Bassin d'amortissement type II .....	103
Figure N° (V-10) : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type II .....	105
Figure N° (V-11) : Courbe de tarage de canal de fuite .....	107

***CHAPITRE VI :L'ORGANISATION DE CHANTIER***

Figure N° (VI-1) : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier.....	114
--	-----

***Liste des planches***

1. Plan topographique du site et la retenue ;
2. Coupe transversale du barrage avec les organes d'étanchéité et de drainage ; Détails des organes (étanchéité, drainage) ;
3. Coupe longitudinale du barrage ;
4. Coupe transversale du barrage avec ligne de saturation ;
5. Plan de la vidange de fond (vue en plan+ coupes) ;
6. Plan de la prise d'eau (vue en plan+ coupes) ;
7. Plan de l'évacuateur de crue (vue en plan+ coupes).

***Notations***

**DRE** : Direction des Ressources en Eau.

**ANRH** : Agence National des Ressource Hydrique.

**S.N.REPAL** : Société nationale de recherche et d'exploitation de pétrole en Algérie.

**MNT** : Module Numérique de Terrain.

**ملخص :**

الماء عنصر أساسي لاستمرار الحياة, وهو ضروري لجميع الكائنات الحية حيث يشغل نسبة 71 بالمائة من سطح الكرة الأرضية, لكن النسبة الصالحة للشرب تبقى ضئيلة وتمثل 2.5 بالمائة لذلك يسعى الإنسان منذ القدم إلى تجميع واستغلال المياه السطحية و الجوفية في شتى المجالات, وإحدى طرق تجميعها هي إنشاء السدود الصغيرة التي تستعمل في الفلاحة, ولإنشائها يجب معرفة عدة خصائص منها الخصائص الطبوغرافية والجيولوجية والجيوتقنية وكذلك الخصائص الهيدرولوجية لموقع السد, ونسعى في عملنا هذا إلى دراسة جدوى سد صغير يقع ببلدية بوحاتم ولاية ميلة.

**Abstract :**

Water is essential to the continuation of life, which is necessary for all living organisms, where it occupies 71% of the surface of the globe, but the proportion of drinking remains small and represent 2.5 % so that man from the many centuries ago try to collect and exploitation of surface and groundwater in various fields, one of those methods is the establishment of small dams and they especially used in agriculture, and to build it must know several characteristics, including topographic, geological and geotechnical characteristics as well as the hydrological characteristics of the site of the dam, and in this work we seek to study the feasibility of a small dam located in the municipality of Bouhatem of the province of Mila.

***INTRODUCTION  
GENERALE***

## **INTRODUCTION GENERALE :**

Les ressources en eau représentent un élément fondamental dans le développement économique du pays. Les infrastructures du secteur de l'hydraulique avec les autres activités économiques en font un élément préalable pour la concrétisation des objectifs, en outre le développement de l'agriculture en vue d'atteindre une auto suffisance alimentaire.

La demande en eau pour tous les secteurs confondus est en croissance permanente. Ainsi, le problème de satisfaire cette énorme demande demeure au centre des préoccupations de tous les états du monde. Comme les ressources facilement mobilisables n'arrivent plus à satisfaire cette demande, dans notre cas en traitant la demande de l'eau en secteur de l'agriculture est pour satisfaire cette demande, l'attention a été focalisée sur la création de réserves artificielles d'eau par le biais de la construction des petits barrages.

Afin d'atteindre cet objectif dans la wilaya de Mila et précisément sur l'oued Souagui commune de Bouhatem, les services concernés ont programmé d'implanter une retenue collinaire qui fera le thème de ce mémoire.

Nous avons scindé notre étude en six principaux chapitres :

- ✓ Premier chapitre définit la topographie de la zone d'étude.
- ✓ Le second chapitre : étude géologique et géotechnique pour le site de la zone d'étude.
- ✓ Le troisième chapitre, une étude climatologique et hydrologique pour déterminer les apports annuels (solides et liquides).
- ✓ Le quatrième chapitre consiste à l'étude technique du projet.
- ✓ Le cinquième chapitre c'est la projection et le dimensionnement des ouvrages annexes.
- ✓ En fin, dans le sixième chapitre on parle sur l'organisation de chantier.

*CHAPITRE I*  
*ETUDE*  
*TOPOGRAPHIQUE*

## Introduction :

Pour représenter et localiser les éléments existants à la surface de notre bassin versant, la prospection des documents existants, nous a permis de situer la retenue dans son bassin versant.

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant projets : plans, cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ces ouvrages annexes, on se 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 ; par la suite on a définis les éléments caractéristiques du bassin versant tel que :

- Les caractéristiques de forme du bassin versant ;
- Les caractéristiques des reliefs ;
- Les caractéristiques hydrographiques.

### I.1. Situation géographique du bassin versant :

Le bassin versant de l'oued Souagui est situé à environ 18 Km au Nord-Ouest du chef-lieu de la commune de Chelghoum Laid.

Le bassin versant est drainé par Oued Adjimi et Oued Souagui, ce dernier est tributaire de plusieurs ruisseaux sans noms.

Le point le plus haut du bassin versant culmine à 1120m d'altitude tandis que le plus bas, limité au site, est situé à 910m.

La localisation géographique du site est représentée sur la figure N° (I-1), les coordonnées (UT M) topographique dans le tableau suivant :

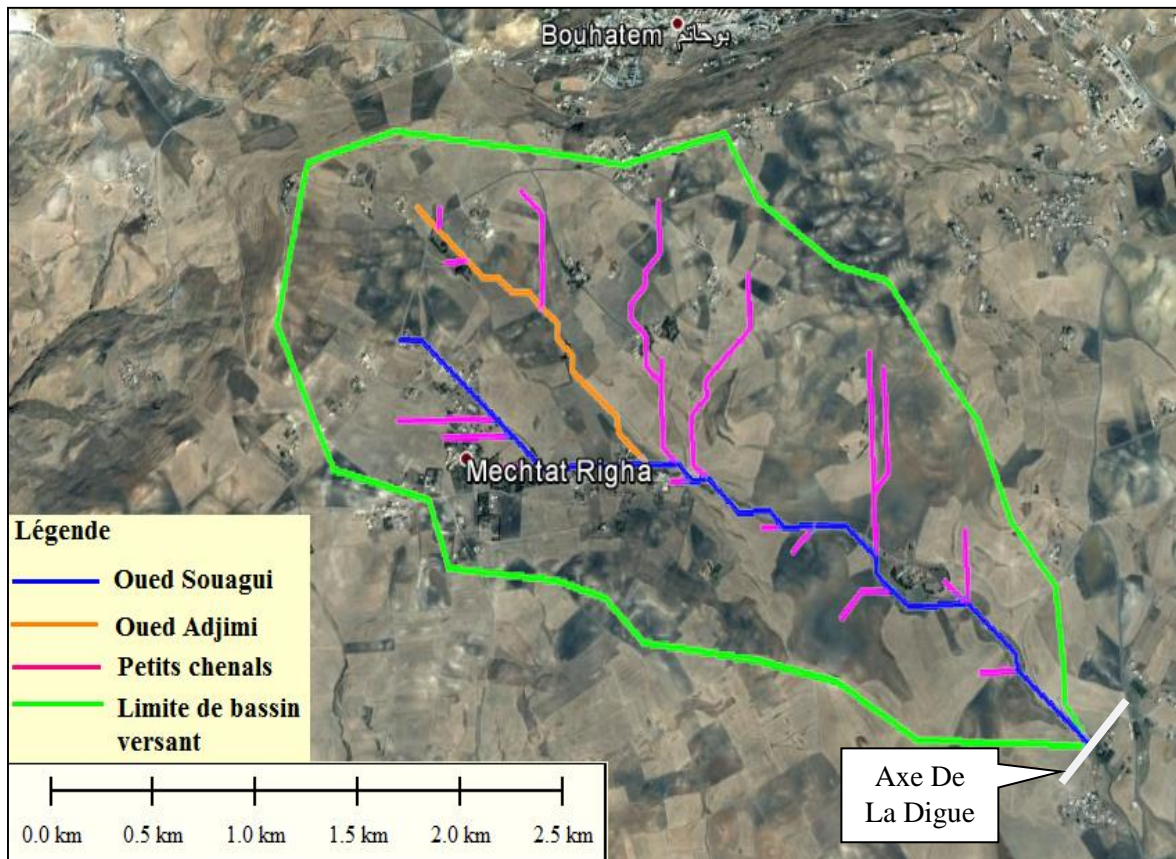
**Tableau N° (I-1) : Coordonnées topographique du site d'étude.**

X (m)	Y (m)	Z (m)
233750.574	4018433.027	910

### I.2. Caractéristiques morpho-métriques :

Les caractéristiques morpho-métriques et hydrographiques ont été calculées à partir du traitement de fichier MNT (Modèle Numérique de Terrain) de la zone d'étude par les logiciels « Arc GIS (version 10.2.2) et ArcHydro Tools ». Les caractéristiques morpho-métriques et hydrographiques sont :

- Superficie ;
- Périmètre ;
- Longueur du talweg principal.



**Figure N° (I-1) :** Situation du Bassin versant de la retenue collinaire d'oued Souagui.

**a. Superficie :**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques, elle est obtenue à l'aide du logiciel ArcGIS. La superficie de notre bassin versant est de :

$$S = 6.80 \text{ Km}^2$$

**b. Périmètre :**

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide du logiciel ArcGIS. Le périmètre de notre bassin versant délimité est de :

$$P = 14.14 \text{ Km}$$

**c. Longueur de talweg principal:**

Longueur de talweg principal est correspond à la longueur de talweg le plus long dans notre réseau hydrographique de bassin versant il est déterminé à l'aide du logiciel ArcGIS, il est de :

$$Lp = 4.06 \text{ Km}$$

**d. Indice de compacité de Gravelius ( $K_c$ ) :**

Cet indice résulte de la comparaison du périmètre d'un bassin versant à celui d'un cercle équivalent ayant la même surface, il caractérise la forme du bassin versant en différenciant les bassins allongés des bassins ramassés. Il est égale au rapport du périmètre du bassin considéré à celui d'un cercle aurait la même surface ; plus cet indice est proche de 1 le bassin versant aura la forme ramassé et plus le temps de concentration des eaux sera court.

L'indice de forme appelé indice de compacité de Gravelius, cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongée ou ramassé) est calculé par la formule suivante :

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

Où : P : périmètre du bassin versant, P=14.14Km ;

S : surface du bassin versant, S=6.8Km<sup>2</sup>.

$$K_c = 0.28 \frac{14.14}{\sqrt{6.8}}$$

➤ Pour le bassin étudié, la valeur obtenue est :  $K_c = 1.52$

Le bassin versant à une forme allongée.

**e. Le rectangle équivalent :**

Ce paramètre introduit par L. Roche en 1963, facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement. Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle :

- le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre ;
- les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle ;
- l'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur «  $L_{re}$  » et de largeur «  $l_{re}$  » et de même surface, Les dimensions du rectangle équivalent (Fig. I.2) sont obtenues à l'aide des relations suivantes :

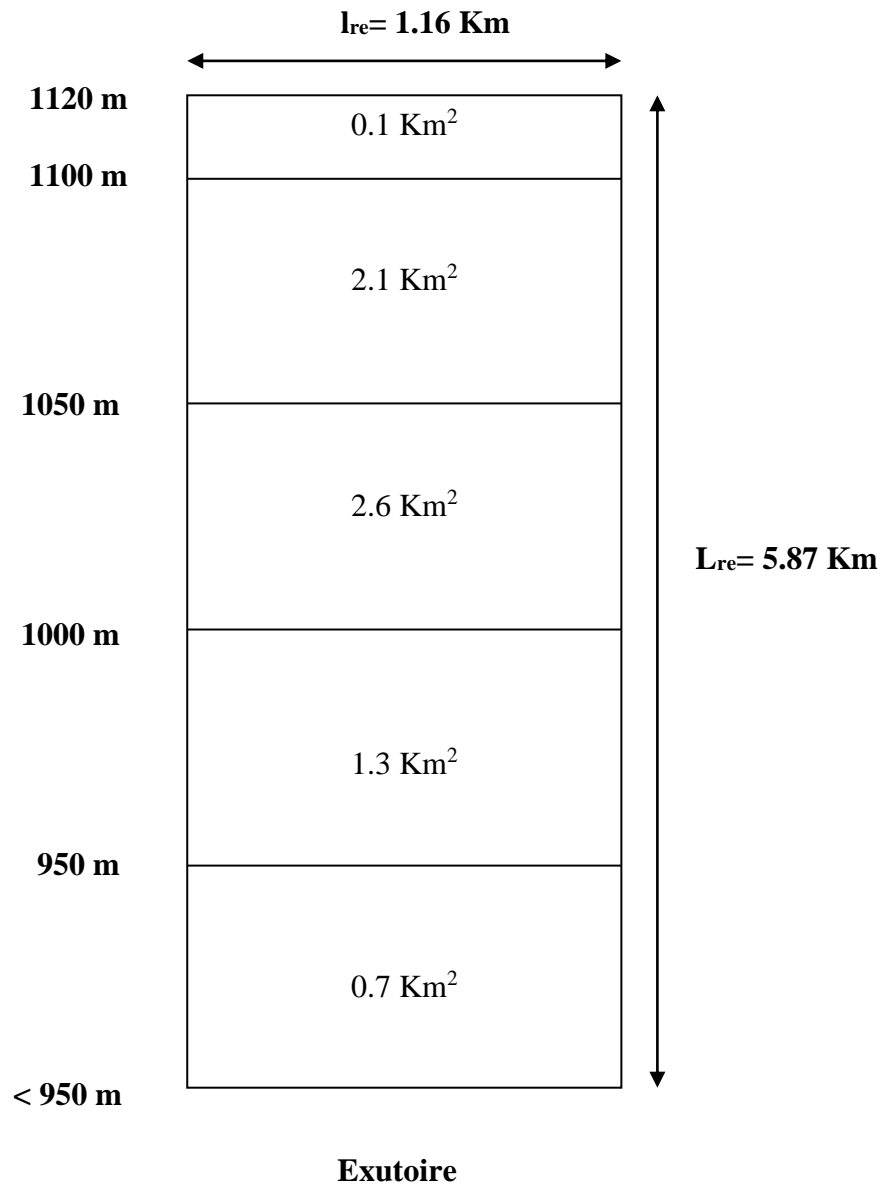
$$\checkmark \text{ Longueur du rectangle « } L_{re} \text{ »: } L_{re} = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] = L_{re} = 1.52 \frac{\sqrt{6.8}}{1.128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{1.52} \right)^2} \right]$$

$$\checkmark \text{ Largeur du rectangle « } l_{re} \text{ »: } l_{re} = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] = l_{re} = 1.52 \frac{\sqrt{6.8}}{1.128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{1.52} \right)^2} \right]$$

Où : S : superficie du bassin versant, S= 6.8Km<sup>2</sup>;

$K_c$  : Indice de compacité de Gravelius,  $K_c = 1.52$ .

➤ Donc :  $L_{re} = 5.87 \text{ Km}$  ;  $l_{re} = 1.16 \text{ Km}$ .



**Figure N° (I-2) :** Rectangle équivalent du bassin versant d'oued Souagui.

**f. La largeur moyenne :**

La largeur moyenne est calculée suivant la relation :

$$B_{\text{moy}} = \frac{S}{L_p}$$

Où : S : superficie du bassin versant,  $S = 6.8 \text{ Km}^2$  ;

$L_p$  : longueur du thalweg le plus long,  $L_p = 4.06 \text{ Km}$ .

$$B_{\text{moy}} = \frac{6.8}{4.06}$$

Où :  $B_{\text{moy}} = 1.67 \text{ Km}$ .

**g. Le coefficient d'allongement :**

Le coefficient d'allongement est calculé à partir de la relation suivante :

$$C_a = \frac{L_p^2}{S}$$

Où :  $L_p$  : longueur du thalweg le plus long,  $L_p=4.06\text{Km}$  » ;

$S$  : superficie du bassin versant,  $S=6.8\text{Km}^2$ .

$$C_a = \frac{(4.06)^2}{6.8}$$

Donc :  $C_a = 2.42$ .

➤ Cela signifie que le bassin versant à une forme allongée.

**I.3. Le relief :**

Le relief affecte l'écoulement, il est caractérisé par la répartition de la surface du bassin versant suivant l'altitude. La courbe hypsométrique (figure N° (I-3) représente la répartition des altitudes en fonction des surfaces cumulées en pourcentage de la surface totale du bassin versant (%).

**Tableau N° (I-2) : Répartition hypsométrique du bassin versant de oued Souagui.**

Altitudes (m)	Altitude moyenne $H_i$ (m)	Surfaces partielles $S_i$ ( $\text{Km}^2$ )	Surfaces partielles $S_i$ (%)	Surface cumulées $S_c$ ( $\text{Km}^2$ )	Surfaces cumulées $S_c$ (%)
1120-1100	1110	0.1	1.47	0.1	1.47
1100-1050	1075	2.1	30.88	2.2	32.35
1050-1000	1025	2.6	38.24	4.8	70.59
1000-950	975	1.3	19.12	6.1	89.71
950-910	930	0.7	10.29	6.8	100
TOTAL		6.8	100	/	/

**I.3.1. Courbe Hypsométrique :**

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

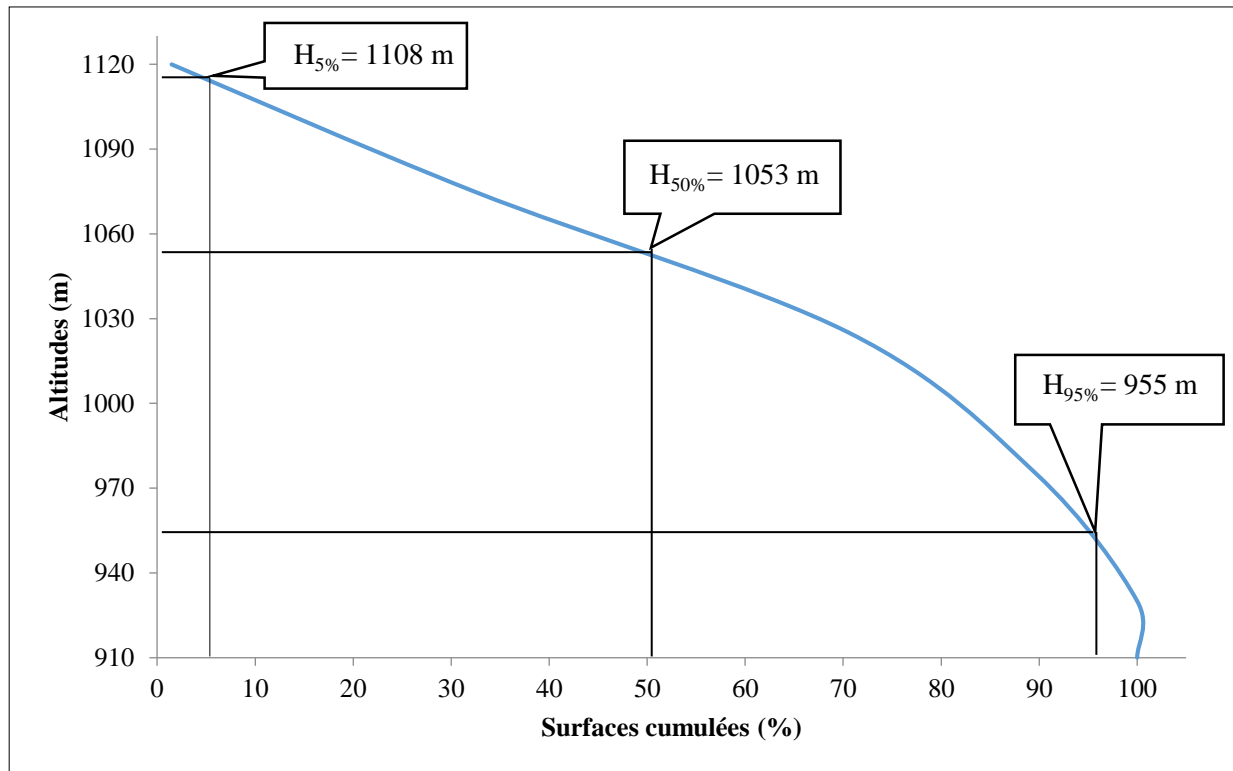


Figure N° (I-3) : Courbe hypsométrique.

### I.3.2. Caractéristiques des altitudes (H) :

Les altitudes relevées de la courbe hypsométrique sont les suivantes :

- Altitude maximale  $H_{max} = 1120\text{m}$  ;
- Altitude minimale  $H_{min} = 910\text{m}$  ;
- Altitude fréquentielle : 5% :  $H_{5\%} = 1108\text{ m}$  ;
- Altitude fréquentielle : 50% :  $H_{50\%} = 1053\text{ m}$  ;
- Altitude fréquentielle : 95% :  $H_{95\%} = 955\text{ m}$ .

#### I.3.2.1. L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne calculée par la formule suivante :

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

Avec :  $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ ) ;

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) ;

$S$  : Surface de bassin versant,  $S = 6.8\text{Km}^2$ .

$$H_{moy} = \frac{6960}{6.8}$$

Où :  $H_{moy} = 1023.53\text{ m}$

Le calcul de l'altitude moyenne est basé sur les données présentées dans le tableau suivant :

**Tableau N° (I-3) : Répartition des superficies du bassin versant d'oued Souagui.**

Altitudes (m)	Altitudes moyenne Hi(Km)	Surfaces partielles Si(Km <sup>2</sup> )	S <sub>i</sub> xH <sub>i</sub>
1120-1100	1.11	0.1	0.111
1100-1050	1.075	2.1	2.26
1050-1000	1.025	2.6	2.67
1000-950	0.975	1.3	1.27
950-910	0.930	0.7	0.65
<b>TOTAL</b>	/	6.8	6.96

### I.3.3. Les pentes :

La pente générale du bassin versant est reliée au phénomène de ruissellement étant donné son influence sur le temps de concentration.

#### a. Indice de pente de M.Roche « I<sub>r</sub> » :

L'indice de pente de M. Roche sert à déterminer la pente moyenne avec des données réelles du bassin versant et permettre ainsi la comparaison et la classification des bassins versants. Il est calculé par la formule suivante :

$$I_r = \left( \frac{1}{\sqrt{L_{re}}} \right) \sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$$

Avec : L<sub>re</sub> : la longueur du rectangle équivalent, L<sub>re</sub> = 5870m ;

S<sub>i</sub> : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successive(Km<sup>2</sup>) ;

H<sub>i</sub>-H<sub>i-1</sub> : est la dénivelée en (m).

**Tableau N° (I-4) : Calcul de l'indice de pente de M.Roche.**

Altitudes Hi (m)	Dénivelée H <sub>i</sub> -H <sub>i-1</sub> (m)	Surface partielles Si(Km <sup>2</sup> )	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
<b>1120-1100</b>	20	0.1	1.41
<b>1100-1050</b>	50	2.1	10.25
<b>1050-1000</b>	50	2.6	11.40
<b>1000-950</b>	50	1.3	8.06
<b>950-910</b>	40	0.7	5.26
<b>TOTAL</b>	/	6.8	36.41

$$I_r = \left( \frac{1}{\sqrt{5870}} \right) \sum 36.41$$

Les données du tableau précédent utilisées pour le calcul de l'indice de M. Roche Ou : I<sub>r</sub> = 0.48

**b. Indice de pente global « I<sub>g</sub> » :**

L'indice de pente global, influe d'une façon directe sur le ruissellement, l'infiltration et l'évaporation.

L'indice de pente global s'exprime par le rapport de la différence des altitudes de fréquence 5% et 95% sur la longueur du rectangle équivalent du bassin.

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

Avec : D : Dénivelée, D=153m.

L<sub>re</sub> : Longueur du rectangle équivalent, L<sub>re</sub>= 5.87km.

$$I_g = \frac{153}{5.87}$$

Où : I<sub>g</sub> = 26.06 m/km

- Le bassin versant d'oued Souagui à une faible pente.

**c. Indice de pente moyenne « I<sub>m</sub> » :**

C'est le rapport entre la différence des altitudes maximales et minimales et la longueur du rectangle équivalent du bassin versant.

$$I_m = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{re}}$$

$$I_m = \frac{1120 - 910}{5.87}$$

Où : I<sub>m</sub> = 35.78 m/km

- Le bassin versant d'oued Souagui à une faible pente.

**d. Dénivelée spécifique :**

C'est le produit de l'indice de pente global (I<sub>g</sub>) par la racine carrée de la surface du bassin versant (S), donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

Avec : D<sub>s</sub> : Dénivelée spécifique (m) ;

I<sub>g</sub> : Indice de pente globale, I<sub>g</sub>= 26.06m/km ;

S : surface du bassin versant, S= 6.8 km<sup>2</sup>.

$$D_s = 26.06 \sqrt{6.8}$$

Où : D<sub>s</sub> = 67.96 m

#### I.4. Classification de relief :

La classification de notre relief s'effectue à partir de la classification de l'ORSTOM (Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre-Mer) :

**Tableau N° (I-5) : Classification des reliefs d'après l'ORSTOM.**

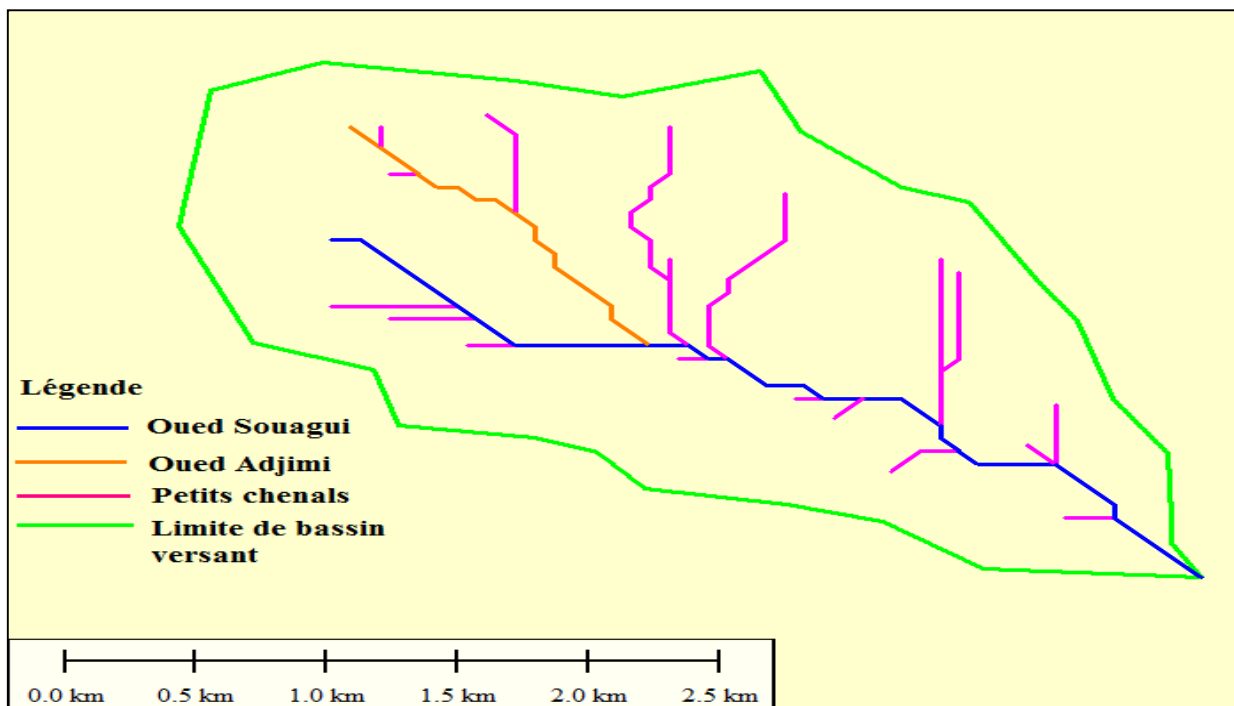
Classe	Nature du relief	Dénivelé spécifique
R1	Relief faible	10m < Ds < 25m
R2	Relief assez faible	25m < Ds < 50m
R3	Relief modéré	50m < Ds < 100m
R4	Relief assez fort	100m < Ds < 250m
R5	Relief fort	250m < Ds < 500m
R6	Relief très	500m < Ds < 750m

Selon le tableau N° (I-5), La dénivelée spécifique du bassin versant d'oued Souagui se trouve dans la classe R3 donc notre relief est modéré.

#### I.5. Hydrographie :

##### a. Réseau hydrographique :

C'est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels permanent ou temporaire qui participent à l'écoulement dans le bassin versant, la figure N° I-4 représente le réseau hydrographique du bassin versant de la retenue collinaire d'oued Souagui.



**Figure N° (I-4) : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Souagui.**

### b. Pente du cours d'eau principal :

Le temps pris par les débits le long du cours d'eau dépend directement de la longueur du trajet et de sa pente (Figure N° (I.5)).

La pente moyenne s'exprime par le rapport de la différence de niveau entre la source  $h_1$  et l'exutoire  $h_2$  et la distance  $L$  entre les deux points.

La pente moyenne de l'oued Souagui jusqu'au site choisi est de :

$$P_{\text{moy}} = (h_1 - h_2) / L_p$$

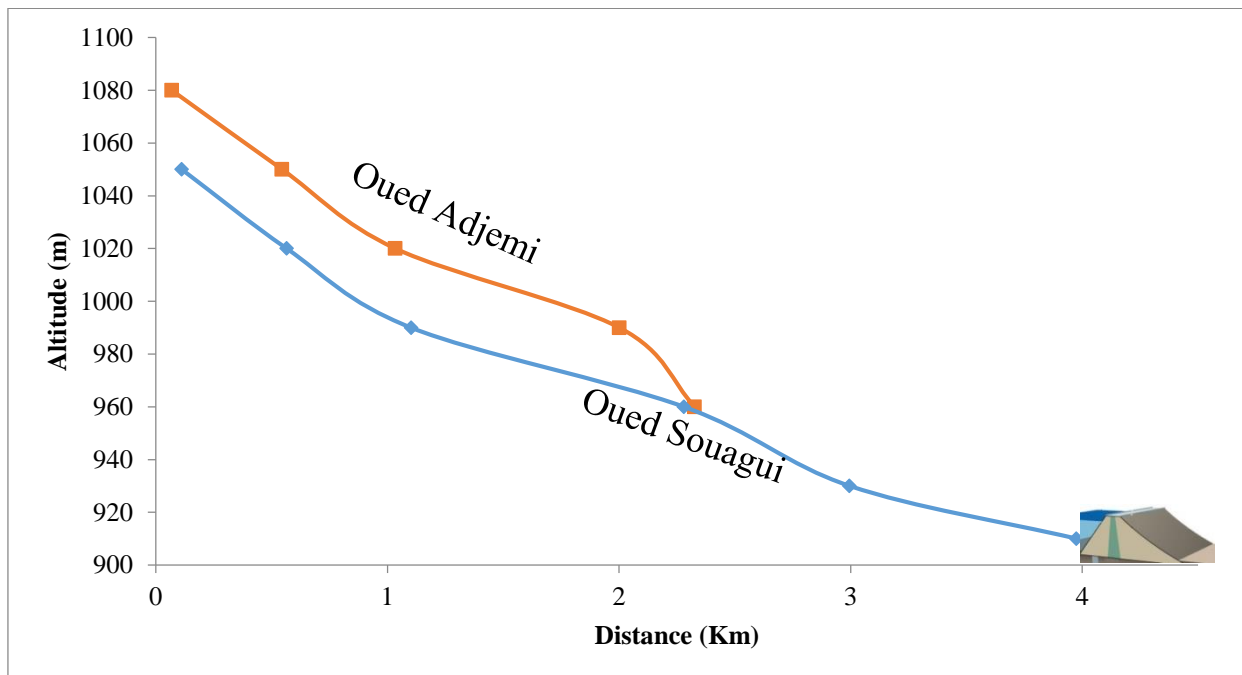
Avec :  $h_1$ : la cote maximal de la source, 1054.1m.

$h_2$ : la cote de l'exutoire, 910m.

$L_p$ : longueur de talweg principal,  $L_p = 4.06$  km.

$$P_{\text{moy}} = (1054.1 - 910) / 4.06$$

Où :  $P_{\text{moy}} = 3.55$  m/km

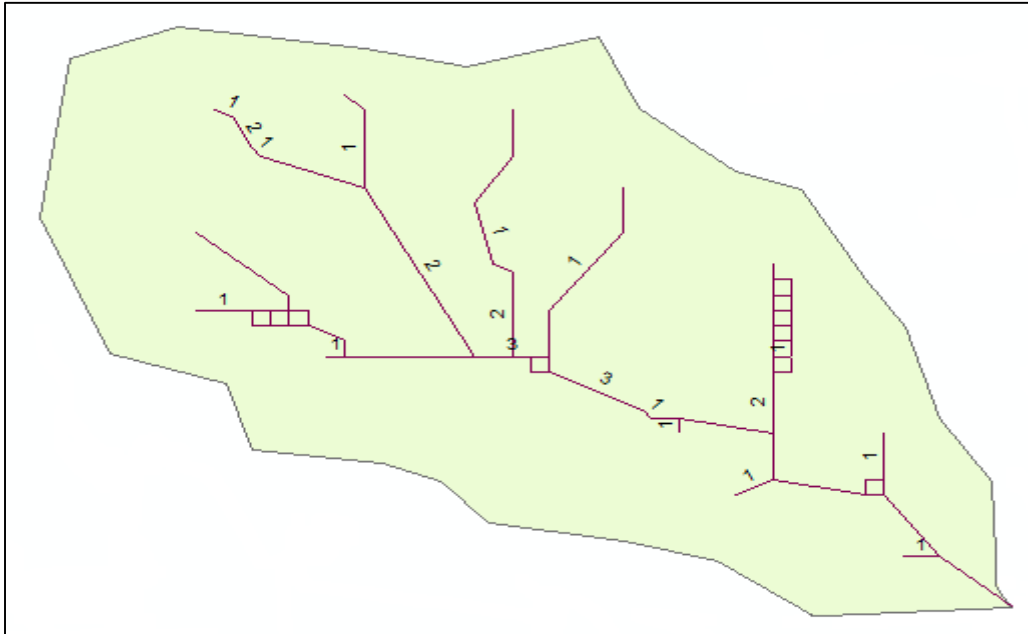


**Figure N° (I-5) :** Profile en long d'oued Souagui.

### c. Densité de drainage « $D_d$ » :

Elle permet de donner une représentation numérique à la notion de réseau hydrographique qui peut être lâche ou dense.

Elle correspond au quotient de la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres par la surface du bassin versant.



**Figure N° (I-6) :** L'ordres des cours d'eau de notre bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Avec :  $\sum L_i$  : Somme des longueurs de tous les talwegs du bassin versant,  $\sum L_i = 12.72$  km ;

S : Surface du bassin versant,  $S = 6.8 \text{ km}^2$ .

$$D_d = \frac{12.72}{6.8}$$

Où :  $D_d = 1.83 \text{ km/km}^2$

Le bassin versant de la retenue collinaire d'oued Souagui est bien draine.

#### **d. Temps concentration « $T_c$ » :**

Pour calculer le temps de concentration ( $T_c$ ) en a recouru plusieurs formules qui donnent les résultats suivants :

##### ➤ **Formule de GIANDOTTI :**

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

Avec : S : surface du bassin versant,  $S = 6.8 \text{ km}^2$  ;

$H_{\text{moy}}$  et  $H_{\text{min}}$  : altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m) ;

$L_p$  : longueur du talweg le plus long,  $L_p = 4.06 \text{ km}$ .

$$T_c = \frac{4\sqrt{6.8} + 1.5 \times 4.06}{0.8\sqrt{1023.53 - 910}}$$

Où :  $T_c = 1.94$  heures

➤ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$T_c = \frac{L_p}{3.6 \times V}$$

Avec :  $L_p$  : longueur du talweg le plus long,  $L_p = 4.06 \text{ km}$  ;

$V$  : vitesse de ruissellement en m/s, elle varie de 1.5 à 2.5 m/s selon la longueur du cours d'eau et le relief. Dans l'hypothèse d'une vitesse minimale de 1.5 m/s.

$$T_c = \frac{4.06}{3.6 \times 1.5}$$

Où :  $T_c = 0.75 \text{ heures}$

*Remarque :*

Le temps de concentration ( $T_c$ ) est défini au moyen de la relation de GIANDOTTI : celle-ci est recommandée par l'Agence nationale des ressources hydrique (ANRH) destinée pour les petites retenues collinaires et par de nombreuses études et séminaire, (*IDIR-K, 2010*).

Ce que conduit à prendre pour le bassin versant de l'oued Souagui un temps de concentration égale à 1.94 heures.

Le récapitulatif des caractéristiques morpho-métriques et hydrographique du bassin versant sont consignés dans le tableau N° (I-6).

**Tableau N° (I-6) : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant d'oued Souagui.**

Paramètre	Symboles	Unités	Valeur
Coordonnée (UTM)	X	m	233750.574
	Y	m	4018433.027
	Z	m	910
Surface du bassin versant	S	km <sup>2</sup>	6.80
Périmètre du bassin versant	P	km	14.14
Longueur du talweg principal	L <sub>p</sub>	km	4.06
Indice de compacité	K <sub>c</sub>	/	1.52
Longueur du rectangle équivalent	L <sub>re</sub>	km	5.87
Largueur du rectangle équivalent	l <sub>re</sub>	km	1.16
Largueur moyenne	B <sub>moy</sub>	km	1.67
Coefficient d'allongement	C <sub>a</sub>	km	2.42
Altitude maximale	H <sub>max</sub>	m	1120
Altitude moyenne	H <sub>moy</sub>	m	1023.53
Altitude minimale	H <sub>min</sub>	m	910
Altitude fréquentielle H5%	H5%	m	1108.0
Altitude fréquentielle H50%	H50%	m	1053.0
Altitude fréquentielle H95%	H95%	m	955.0
Indice de pente ou de M.Roche	I <sub>r</sub>	/	0.48
Pente du cours d'eau principal	P <sub>moy</sub>	m/km	3.55
Indice de Pente global	I <sub>g</sub>	m/km	26.06
Indice de Pente Moyenne	I <sub>m</sub>	m/km	35.78
Dénivelée spécifique	D <sub>s</sub>	m	67.96
Densité de drainage	D <sub>d</sub>	m/km <sup>2</sup>	1.83
Temps de concentration	T <sub>c</sub>	heure	1.94

### Conclusion :

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage (au 1/1000). Il est judicieux de profiter des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

*CHAPITRE II*  
*ETUDE*  
*GEOLOGIE ET*  
*GEOTECHNIQUE*

## **Introduction :**

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 celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction.

### **II.1. Historique :**

Toutes premières observations géologiques sur la région de Chelghoum Laid sont dues à Renou, Ingénieur des mines (1840). Le cadre géologique général de la région est fixé : Renou reconnaît en effet l'âge Crétacé inférieur-moyen des calcaires du Djebel Grouz ainsi que l'âge Néogène » des terrains tertiaires d'eau douce » de la cuvette de Chelghoum Laid. Il observe les « poudingues, grès siliceux et grès très calcaires » du djebel Dess recouverts de tufs calcaires.

Cette région a aussi été parcourue par Coquand (1852 et 1854) Fournel (1854) et Ville (1862). Cette région est restée à l'écart jusqu'aux travaux de Tissot, autre Ingénieur minier concrétisés en 1878 par une notice géologique et minéralogique sur le département de Constantine ainsi qu'une carte géologique.

Les travaux de Peron (1883), qui parcourt la région après Tissot reproduit une nouvelle édition de la carte accompagnée d'une « description stratigraphique générale de l'Algérie.

Une carte de l'Algérie au 1/500 000° non datée, publiée par Ficheur (1900), fait état des levés de Tissot dans la région de Chelghoum Laid.

L. Joleaud (1912), à la même époque, publie une thèse remarquable sur la région. Ses conclusions font part de la présence côte à côte de deux séries du Crétacé de faciès différents qu'il juge allochtones.

La première et la seule étude d'ensemble de la région d'étude est due à A. Joly. Dussert (1925) est, dans son livre sur les phosphates Constantinois, le seul, après Joly, à faire figurer une observation sur les calcaires Eocènes de la vallée du Rhumel entre El Eulma et Chelghoum Laid.

Enfin en 1952 marque une révolution dans l'histoire de la géologie Algérienne. Les travaux des géologues de la S.N. REPAL, auxquels feront suite ceux de M. Mattauer et A. Caire précisant et amplifiant des observations anciennes de J. Savornin établissent l'existence de plusieurs unités charriées au Sud de l'atlas tellien.

L'édition de la Carte géologique au 1/500000" publiée en 1952 contient certaines modifications par rapport à la précédente en ce qui concerne le djebel Grouz.

Les conclusions de ces différents travaux ne doivent pas être perdues de vue dans l'examen d'une zone comme celle de Chelghoum Laid occupant une position similaire dans le cadre général de la structure de l'Algérie.

## II.2. Cadre géologique générale :

### II.1.1. Position de la région de Chelghoum Laid dans le cadre structural de l'Algérie septentrionale :

La région de Chelghoum Laid (Fig. II.1) appartient par ses faciès du Crétacé supérieur et de l'Eocène et sa direction tectonique, à la zone tellienne. Elle s'intègre dans la fraction méridionale du domaine des chaînes telliennes. Il en est de même du centre dont les faciès pour les mêmes étages sont assez voisins et les directions identiques. La couverture Néogène ne laissant voir d'ailleurs que de rares affleurements. Par contre la partie méridionale ne peut plus être considérée comme tellienne avec ses faciès du Crétacé inférieur sub-récifaux et ceux très néritiques du Crétacé supérieur. Elle fait partie de « l'aire anticlinale inter-atlasique ». IDIR-K(2012).

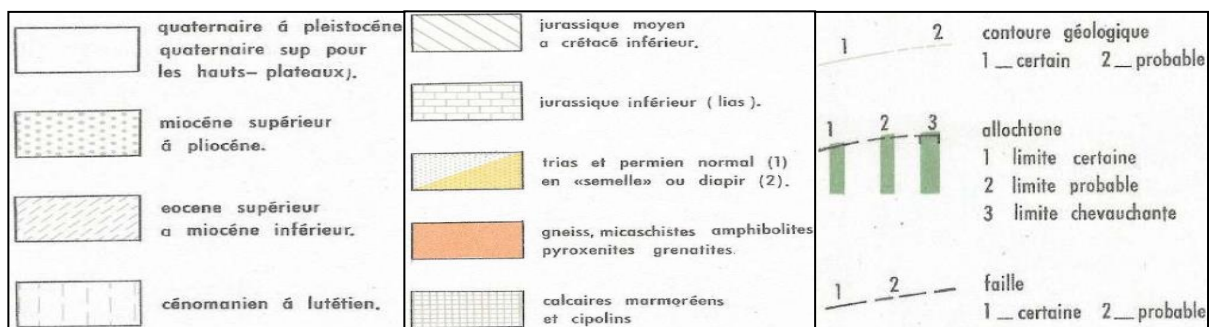
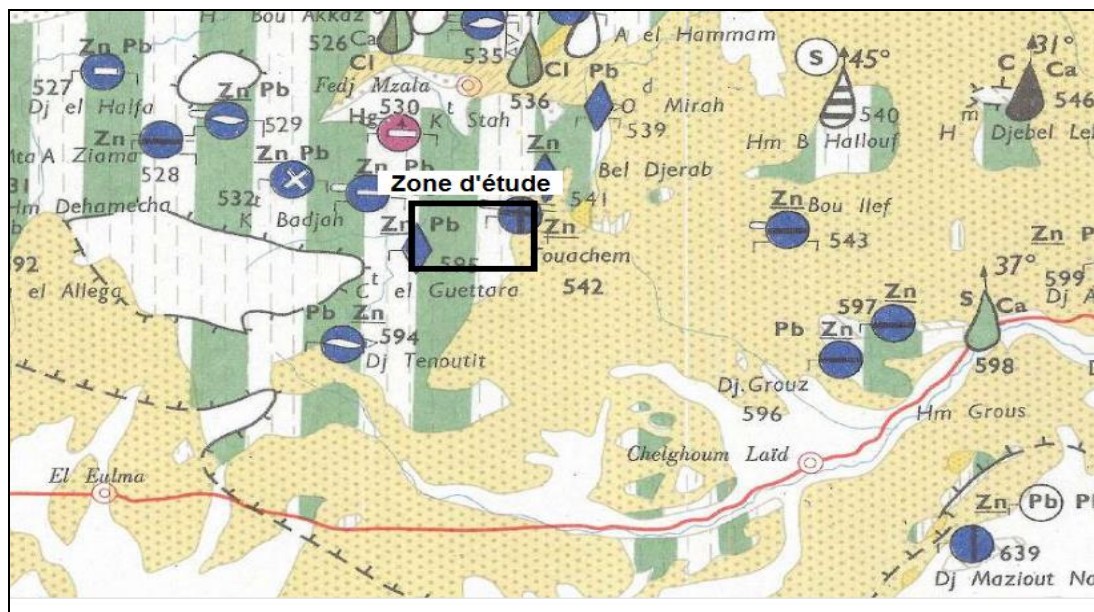


Figure N° (II-1) : Géologie de la région de Chelghoum Laid (Extrait de la carte de Constantine 1/50000) site de la retenue d'Oued Souagui.

## II.2. Géographie :

### II.2.1. Orographie :

La région d'étude appartient à la haute vallée de l'Oued Rhumel qui décrit une courbe régulière à concavité tournée vers le Nord entre Bellaa à l'Ouest et Oued Athménia à l'Est (figure N° (II-1)) et draine une vaste cuvette presque circulaire. Cette cuvette correspond à un ancien lac tertiaire.

Le Rhumel naît vers 1200 m dans la partie Nord-orientale des Monts d'El Eulma, reliefs

crétacés assez peu marqués et déjà très empâtés dans les sédiments continentaux tertiaires. Par contre, immédiatement au Nord, les Monts de Djemila d'âge crétacé supérieur également, ont un relief plus vigoureux (1462m). L'Oued Rhumel pénètre dans la région de Bellaa vers 950 m, dans la cuvette de Chelghoum Laid (Djebel Dess 1135m) creusée dans les reliefs très émoussés du Crétacé supérieur. *IDIR-K(2012)*.

Au-delà de Bellaa, la pente du Rhumel est très régulière et la vallée, légèrement encaissée dans les marnes ou les calcaires continentaux, s'élargit de plus en plus jusqu'à Tadjenanet (832 m). A l'aval elle se rétrécit et devient sinueuse à la traversée d'un petit massif de calcaire gris de l'Eocène. Au-delà la vallée s'élargit de nouveau à Chelghoum Laid (765 m). Le cours d'eau du Rhumel s'étale largement dans les marnes rouges du Mio-Pliocène. Avant d'atteindre Oued Athménia, l'Oued franchit en cluse, l'extrémité orientale du massif calcaire du Grouz dont une masse grise émerge au-dessus des marnes rouges. Sur sa rive gauche, le Rhumel reçoit en aval de Chelghoum Laid un affluent important l'Oued Dekri. *IDIR-K (2012)*.

### **II.2.2. Climat :**

Le climat est caractérisé par des étés très chauds et des hivers froids, une sécheresse assez accentuée de l'air, de grands écarts de température : pays froid en hiver, brûlé par le soleil en été, avec des orages violents. Vers le Sud, la pluviométrie diminue nettement, les hauteurs de chutes de pluie diminuent du Nord vers le Sud, des hauteurs de l'Atlas tellien vers les hautes plaines et l'Atlas saharien. Au Nord de la cuvette, où le relief, à la bordure méridionale de l'Atlas tellien, est encore accentué, les précipitations sont les plus importantes de l'ordre de 580 mm alors qu'à Chelghoum Laid, dans la vallée du Rhumel, n'en reçoit que 318 mm. *IDIR-K (2012)*.

### **II.2.3. Végétation et cultures :**

L'aspect général de la région est celui des hautes plaines sétifiennes : paysage faiblement vallonné, grandes étendues sans relief de teinte général rougeâtre, sans arbres. Consacré aux céréales, le pays n'est au printemps qu'un immense tapis vert moulant le relief ondulé ; à l'automne après les labours il n'y a plus qu'une seule couleur : le brun rougeâtre des marnes néogènes, interrompu par les taches claires ou grises de la croute calcaire récente ou des marno-calcaires éocènes. *IDIR-K (2012)*.

## **II.3. Stratigraphie :**

### **II.3.1. Trias :**

Les formations les plus anciennes existant dans la région sont les marnes bariolées à gypse affleurant toujours sous forme de diapir, et rapportées au Trias. L'important affleurement du Djebel Edess de la feuille de Chelghoum Laid (figure N° (II-1)) se trouve au Sud-ouest de la zone d'étude, à cela s'ajoute un autre affleurement plus au Nord.

- Des dépôts sédimentaires comprennent des argiles bariolées, diversement colorées, avec des teintes violacées ouvertes dominantes. Les marnes sont rares, certaines très finement litées, peuvent être très dures. Les argiles se présentent quelquefois en séries très bien litées, mais la plupart du temps, elles sont mêlées de gypse et en amas confus. Le gypse est présent partout, de couleur jaunâtre blanchâtre quelquefois violacée, rarement lité. Les argiles, les marnes et le gypse forment la presque totalité des affleurements triasiques.
- Des roches vertes éruptives sont fréquentes dans les affleurements triasiques. Dans la

région de Chelghoum Laid, il n'a été observé qu'un seul appointement très restreint de roches vertes dans les larges affleurements de Trias diapir jalonnant de grandes lignes de fracture au Djebel Ed Dess se trouvant au Sud-ouest de la zone d'étude. *IDIR-K(2012)*

### **II.3.2. Jurassique :**

Le Jurassique n'affleure pas sur le site d'étude, mais rien ne permet de supposer l'existence d'une lacune de sédimentation entre le Trias et le Crétacé; au contraire une série jurassique très complète a dû se déposer. Des formations géologiques attribuées au Jurassique affleurent à l'Est de la zone d'étude sur la feuille voisine d'Oued Athménia à environ 10 km au NE de Chelghoum Laid et beaucoup plus au Sud-est de la zone d'étude sur la feuille de Ain M'lila. Au Nord de la zone d'étude le Jurassique n'affleure que dans la chaîne numidique. *IDIR-K(2012)*.

### **II.3.3. Crétacé :**

Le Crétacé inférieur et moyen n'est pas très bien développé sur la région d'étude, il s'agit d'un petit affleurement au niveau du Djebel Grouz à l'Est. Les dépôts du Crétacé inférieur et moyen, épais en moyenne d'un millier de mètres, constitue une série monotone essentiellement calcaire-dolomitique, avec de rares et minces intercalations marneuses. La division de cette série en deux ensembles distincts s'imposait :

La partie inférieure (Néocomien et Barrémien) ne comprend que des dolomies ou des calcaires très dolomitiques, très localement le Barrémien est partiellement marno-calcaire.

La partie supérieure (Aptien-Cénomaniens) ne comprend que des calcaires : calcaires compacts et calcaires à débris d'organismes avec de minces intercalations marneuses,

Le crétacé supérieur succède aux calcaires et dolomies du Crétacé inférieur et moyen avec ses sédiments presque exclusivement marneux très fossilifères où les calcaires sont une exception. Selon l'habitude prise en Algérie, le sommet du Crétacé supérieur (Danien) et la base de l'Eocène inférieur (Montien), le passage du Secondaire au Tertiaire est en effet continu, sans changement lithologique notable (faciès marneux). Le Crétacé affleure largement immédiatement au Nord-ouest, à l'Ouest et au Sud-ouest de notre zone d'étude. *IDIR-K(2012)*.

L'épaisseur et la nature des dépôts du Crétacé supérieur, varient beaucoup du Sud vers le Nord, de façon bien considérable que le Crétacé inférieur et moyen. Il s'agit de marnes, marno-calcaires, ou calcaires marneux, alors que le Crétacé inférieur et moyen était caractérisé par une sédimentation uniquement calcaire ou dolomitique.

### **II.3.4. Nummulitique :**

Le Nummulitique, ne couvre que des surfaces réduites sur l'étendue de la feuille de Chelghoum Laid. Il présente des variations notables de faciès d'une part, et d'autre part il couvre des surfaces considérables à l'Ouest et au Nord-ouest de la feuille de Chelghoum Laid. C'est à la fin du Nummulitique moyen que se place la première et la plus importante phase orogénique ayant affecté les dépôts antérieurs. Cependant le Nummulitique supérieur n'est visible pas sur la feuille de Chelghoum Laid.

- Le Nummulitique inférieur et moyen, constitué de calcaires, marno-calcaires et marnes (Thanétien-présien et Lutétien inférieur) affleure le long de la vallée du Rhumel au Sud-est de la zone d'étude et plus au Nord de très nombreux pointements de faibles superficies

percent la couverture continentale pliocène. Ces formations affleurent aussi à l'Ouest de la Zone d'étude.

- Le Nummulitique supérieur représenté par des marnes noires ou jaunes à rares bancs marno-calcaires (Lutétien supérieur) n'est visible pas en affleurement dans la région.

### **II.3.5. Oligocène :**

L'Oligocène constitué de grès et de marnes, n'est pas visible en affleurement sur la feuille de Chelghoum Laid.

### **II.3.6. Miocène inférieur :**

Le Miocène inférieur constitué de marnes jaunes, n'est pas visible en affleurement sur la feuille de Chelghoum Laid.

### **II.3.7. Néogène continental (Miocène supérieur, Pliocène-Villafranchien) :**

Après le soulèvement général des dépôts du Miocène inférieur la mer se retirent définitivement de notre région d'étude pour faire place à une sédimentation uniquement continentale ; puis se produisent des mouvements orogéniques très intenses et finalement une émergence généralisée de toute la plate-forme constantinoise. Les structures très complexes dans lesquelles est englobé ce Miocène inférieur sont en effet recouvertes en transgression par des dépôts continentaux, en majeure partie lacustre (Néogène continental) englobant le Miocène supérieur probable (Pontien), le Pliocène et le Villafranchien.

Le Néogène continental couvre de très importantes superficies sur la feuille de Chelghoum Laid. Il constitue à lui seul 75% des affleurements de la feuille de Chelghoum Laid.

Le Miocène supérieur affleure largement, il cerne quasiment notre zone. Il est constitué de bas en haut :

- De grès et conglomérats avec argiles rouges ;
- Des marnes et argiles rouges et bancs calcaires ;
- Des calcaires.

Ces formations sont probablement attribuées au Pontien. Le site de la retenue collinaire de Chelghoum Laid sur Oued Souagui est localisé dans ces formations du Miocène supérieur, plus exactement dans les marnes et argiles rouges, immédiatement à l'aval du terme basal constitué de grès et de conglomérats avec argiles rouges.

Le Pliocène cerne lui aussi presque la totalité de la zone d'étude, surtout du côté Sud (le Villafranchien est la plupart du temps inséparable du Pliocène). Il est constitué de bas en haut :

- Des calcaires lacustres et tufs calcaires.
- Des argiles rouges dominantes avec grès et argiles.
- Des marnes rouges et calcaires lacustres.
- Des conglomérats et argiles rouges.

Entre le Djebel Ed Dess et le djebel Grouz, respectivement au Sud-ouest et au Sud-est de la zone d'étude, le Pliocène rougeâtre s'étend de façon continue, localement recouvert d'alluvions ou par la croûte calcaire et constitue partout des terres cultivées.

Plus au Nord, c'est le Miocène (marnes rouges plus ou moins gréseuses ou graveleuses) qui constitue la presque totalité des affleurements, le Pliocène ne forme que des placages discontinus sur les parties hautes. *IDIR-K(2012)*.

### **II.3.8. Quaternaire :**

Alors que la vallée du Rhumel à l'aval a été l'objet, durant le Quaternaire, d'un creusement presque continu (presque tout le Continental a été enlevé par l'érosion qui a profondément entaillé les marnes du Crétacé supérieur) à l'amont de ce centre, dans le domaine des Hautes plaines, ce creusement est très peu marqué. Il y a eu au contraire une sédimentation presque continue depuis le Villafranchien.

✓ Les alluvions de vallées de la région de Chelghoum Laid sont scindées en deux niveaux de terrasses, l'une à 30-40m au-dessus du niveau de l'Oued, l'autre à 15-20 m. il n'en subsiste que quelques lambeaux. Ces niveaux s'observent encore dans la basse vallée de l'Oued Dekri. Plus à l'amont, dans l'Oued Rhumel, seul le niveau inférieur est pratiquement visible.

✓ Les alluvions récentes et anciennes, couvertes de prairies ou de champs cultivés, sont bien développées tout le long de la vallée de Rhumel et de l'Oued Dekri, mais elles sont très peu épaisses : la vallée est peu profondément creusée. *IDIR-K(2012)*.

### **II.5. Géomorphologie :**

Du point de vue géomorphologique la région de Chelghoum Laid montre deux types de paysage bien différents : d'une part, les formations continentales récentes faiblement plissées, d'où émergent quelques massifs calcaires au relief plus vigoureux, qui occupent la quasi-totalité de la superficie ; d'autre part, dans notre zone d'étude (Nord-Ouest), les synclinaux réguliers des marno-calcaires de l'Eocène inférieur, en relief au-dessus des marnes sénoniennes très épaisses mais très profondément creusées par l'érosion. Le relief actuel de la région est conditionné par la grande extension des terrains continentaux à dominance de la teinte rouge.

Le site de la retenue collinaire est localisé dans une vallée assez large, faiblement encaissée où la végétation est quasiment inexistante aux alentours immédiats de la retenue, elle se résume à la culture céréalière (Terres à vocation agro-pastorales). *IDIR-K(2012)*.

Les pentes des rives sont douces surtout en rive gauche. Les versants sont dissymétriques avec une pente plus faible en rive gauche qu'en rive droite.

La cuvette est large, quasiment plane, la dénivelée entre le point le plus haut et le point le plus bas (Queue de cuvette et axe retenue) reste faible.

Le site sur l'Oued Souagui reste à morphologie douce aussi bien dans sa cuvette qu'au droit du resserrement sur le cours de l'Oued surtout en rive gauche.

Le lit actuel de l'Oued est d'environ 2 mètres de large, parfois moins avec des terrasses alluviales épaisses (2 à 3 m).

### **II.6. Tectonique :**

Il est très difficile d'établir la stratigraphie des terrains anté-pontiens d'origine marine de la région de Chelghoum Laid du fait du grand développement de la couverture continentale qui ne laisse affleurer que des étendues restreintes de terrains marins, par ailleurs tectonisés.

L'interférence entre le domaine tellien et celui des Hautes plaines sera le trait dominant de la structure de la région de Chelghoum Laid, car si les faciès sont, au Crétacé, dans l'ensemble néritiques et même subrécifaux, on rencontrait par contre dans l'Eocène, à côté de faciès néritiques, des faciès nettement telliens plus profonds.

Du point de vue tectonique, il a été constaté également la présence de plis de direction nettement Sud ouest-Nord est (c'est celle des plis de l'atlas saharien et des hautes plaines dans leur fraction orientale), et d'autres de direction Est-ouest (telliennes).

Par les faciès, la région de Chelghoum Laid pourrait être considérée, dans sa fraction méridionale, comme un prolongement des Hautes plaines, laissant supposer l'existence du socle à faible profondeur.

Au Nord-ouest de Chelghoum Laid seuls des affleurements isolés de marno-calcaires de l'Eocène inférieur percent la couverture continentale. Il est difficile d'en déduire la tectonique affectant ces terrains. Les pendages, peu accentués, laissent supposer des plis simples de direction Nord-ouest-Sud-est. Des marnes révélées par des déblais de puits, existent à faible profondeur en deux points : à la mechta Tahmacht et à la mechta Bekrarha. Ces marnes appartiennent probablement au Paléocène.

Du Sud au Nord on aurait un axe synclinal entre Le Draa Tahmacht et Chabet Redir et Tineet deux autres axes au Nord et au Sud de Karouach (Chaabet ech Chararoua) puis, un autre au Sud du Chouf Bou Maza. Au Nord-ouest du Moulin Mercuri les affleurements de la rive droite de l'Oued Dekri correspondent au flanc Nord d'un synclinal.

Au Sud de la zone d'étude entre Tadjenanet et Chelghoum Laid, la vallée du Rhumel recoupe obliquement une série de plis dans les marno-calcaires éocènes orientés Nord-ouest-Sud-est et de plus en plus aigus du Nord au Sud.

La région d'étude (NO de la feuille de Chelghoum Laid) est caractérisée par une structure assez complexe, elle s'explique en partie par les changements de faciès importants et rapides, qui existent dans le Crétacé supérieur et, à moindre degré, dans l'Eocène :

Au Nord, dans la zone où le Crétacé supérieur, entièrement marneux, est très épais, avec un Eocène marno-calcaire également épais, les plis sont simples, peu pincés, avec terminaisons périclinales bien dessinées, orientées NO-SE.

Une grande faille est orthogonale aux plis : synclinal de Draa Ouarzazi, anticlinal du Draa Semamech, synclinal de l'Oued ben Telil, anticlinal du Draa Bouzerazaïne.

Au Sud, l'Oued Ed Dess longe un accident important, marqué par un pointement de Trias diapirique et des directions de plis SO-NE. *IDIR-K (2012)*.

## **II.7. Cadre Géologique Local :**

### **II.7.1. Description générale :**

Le site de la retenue collinaire sur Oued Souagui se trouve dans la haute vallée de l'Oued Rhumel. Il est situé dans les formations du Miocène supérieur, probablement attribuées au Pontien, dans les marnes et argiles. Les pentes des versants sont douces surtout pour la rive gauche, la vallée est dissymétrique. La cuvette est quasiment plane, la dénivelée entre la queue de cuvette et l'axe de la digue est faible.

L'Oued Souagui est un affluent (rive gauche) de l'Oued Dekri, qui lui-même est un affluent (rive gauche) de l'Oued Rhumel.

### **II.7.2. Lithologie**

La région d'étude est caractérisée par une érosion moyenne, la couverture végétale est faible surtout céréalière. Elle appartient à une zone argileuse parfois gravelo-caillouteuse totalement déboisée, recouvrant des formations marneuses et calcaires (Fig. II.2).

#### **II.7.2.1. Marnes, argiles rouges et bancs calcaires du Miocène supérieur :**

Les marnes du miocène supérieur probablement attribuées au Pontien comme cité ci-dessus couvrent de très importantes superficies. Elles constituent le substratum de la future retenue collinaire sur Oued Souagui. Ces formations sont totalement recouvertes par des colluvions argileuses en surface, qui sont parfois gravelo-caillouteuses en rive gauche surtout et par les basses terrasses argileuses et les alluvions fines du lit de l'Oued. Ces marnes sont de couleur grisâtre-verdâtre parfois rougeâtre et altérées en surface.

#### **II.7.2.2. Colluvions :**

Les colluvions sont de nature argileuse, gravelo-caillouteuses en surface surtout. Ces argiles sont en général brunâtres parfois noirâtres. La taille des éléments calcaires peut atteindre parfois 300 mm de diamètre. L'ensemble est généralement de couleur brune, noirâtre à rougeâtre.

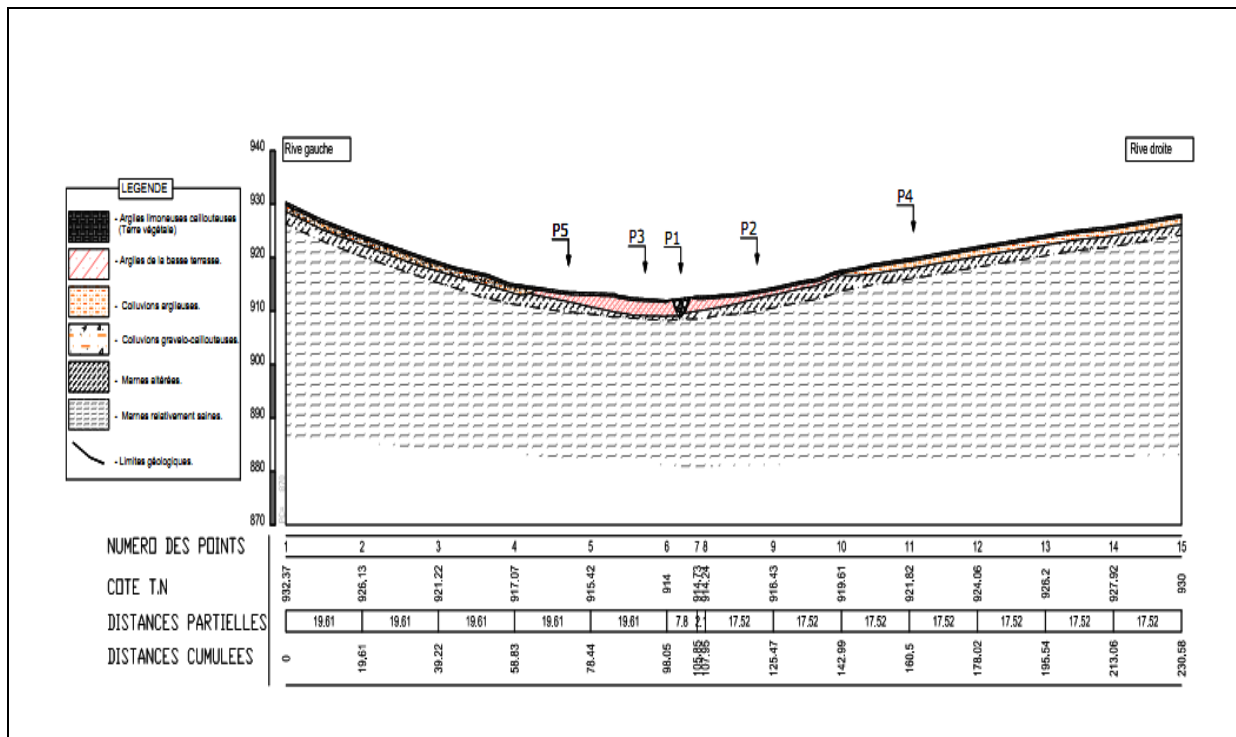
Ces colluvions sont réparties sur les deux rives, sur une épaisseur relativement faible de l'ordre du mètre.

#### **II.7.2.3. Terrasses alluvionnaires :**

Ces terrasses se trouvent de part et d'autre du lit de l'Oued (sur les deux rives), d'extension latérale assez réduite à l'amont immédiat de l'axe de la future retenue. Elles s'élargissent plus à l'amont. Elles sont constituées d'argiles brunes, rougeâtres et mêmes noirâtres, contenant de rares éléments grossiers. Leur épaisseur dépasse parfois trois mètres.

#### **II.7.2.4. Alluvions du lit de l'Oued :**

Le lit de l'Oued est composé d'alluvions fines à dominante sablo-argileuse et graveleuse avec de rares galets. Le lit mineur est très réduit parfois moins de deux mètres de largeur. L'épaisseur de ces alluvions est de l'ordre de 4.1m aux environs de l'axe.



Source : IDIR-K (2012)

**Figure N° (II-2) : Coupe Géologique dans le l'axe de la digue.**

**Conclusions :**

La retenue collinaire sur Oued Souagui, est caractérisée par une assise marneuse sur les rives et en fond d'Oued, totalement recouverte d'argiles colluviales et alluvionnaire, ce qui présente un avantage du point de vue étanchéité car la marne et l'argile sont connues par cette caractéristique. Ces formations appartiennent au Miocène supérieur.

Les horizons marneux de part leurs caractéristiques géologiques et géotechniques garantissent l'étanchéité de la fondation de la digue et de la cuvette.

Le lit de l'Oued est d'environ 5 m de large avec des terrasses alluviales épaisses (2 à 3 m).

**II.8. Géotechnique :**

**II.8.1. Puits de reconnaissance :**

Pour reconnaître la lithologie des horizons géologiques de la fondation de la digue et des deux zones d'emprunt ; On a utilisé des travaux de reconnaissance effectués par le bureau d'étude « technique hydraulique IDIR-K (2012) ».

Quinze puits de reconnaissance ont été creusés, cinq au niveau de l'axe de la future digue et dix au niveau des deux zones d'emprunt situées à l'amont immédiat de l'axe, sur les deux rives de l'Oued Souagui. Leur situation et leur profondeur sont présentées dans le tableau ci-après (tableau N° (II-1)).

Des arrivées d'eau ont été enregistrées dans quatre puits de la zone d'emprunt I. Il s'agit des puits PZE04, PZE06, PZE07 et PZE08. La plus importante arrivée d'eau est localisée au niveau du puits PZE07. Le niveau de la nappe oscillait entre 2.4 et 3.3 m dans ces puits à cette date (09 octobre 2012). IDIR-K (2012).

**Tableau N° (II-1) : Situation et profondeur des puits de reconnaissance.**

Puits (N°)	Zone	Profondeur(m)	Situation
P01	Fondation	3.50 m	Région axe, Lit de l'Oued
P02		3.00 m	Région axe, rive gauche
P03		3.20 m	Région axe, rive droite
P04		3.50 m	Région axe, rive gauche
P05		3.50 m	Région axe, droite
PZE01	Zone d'emprunt I	3.00 m	Amont axe, rive gauche
PZE02		2.70 m	Amont axe et P ZE01, rive gauche
PZE03		3.00 m	Amont axe et P ZE02, rive gauche
PZE04		3.00 m	Amont axe et P ZE03, rive gauche
PZE05		3.00 m	Amont axe en face du P ZE04, rive droite
PZE06		3.00 m	Amont axe en face du P ZE03, rive droite
PZE07		3.50 m	Amont axe en face du P ZE02, rive droite
PZE08		3.30 m	Amont axe en face du P ZE01, rive droite
P1	Zone d'emprunt II	3.10 m	Amont axe zone amont (ZEII)
P2		3.20 m	Amont axe zone amont (ZEII)

Nous rappelons que ces puits ont été réalisés pour reconnaître la lithologie des terrains recoupés et de voir s'il est possible d'utiliser les matériaux de la zone d'emprunt et ceux de la fondation (Déblais) pour la construction de la future digue.

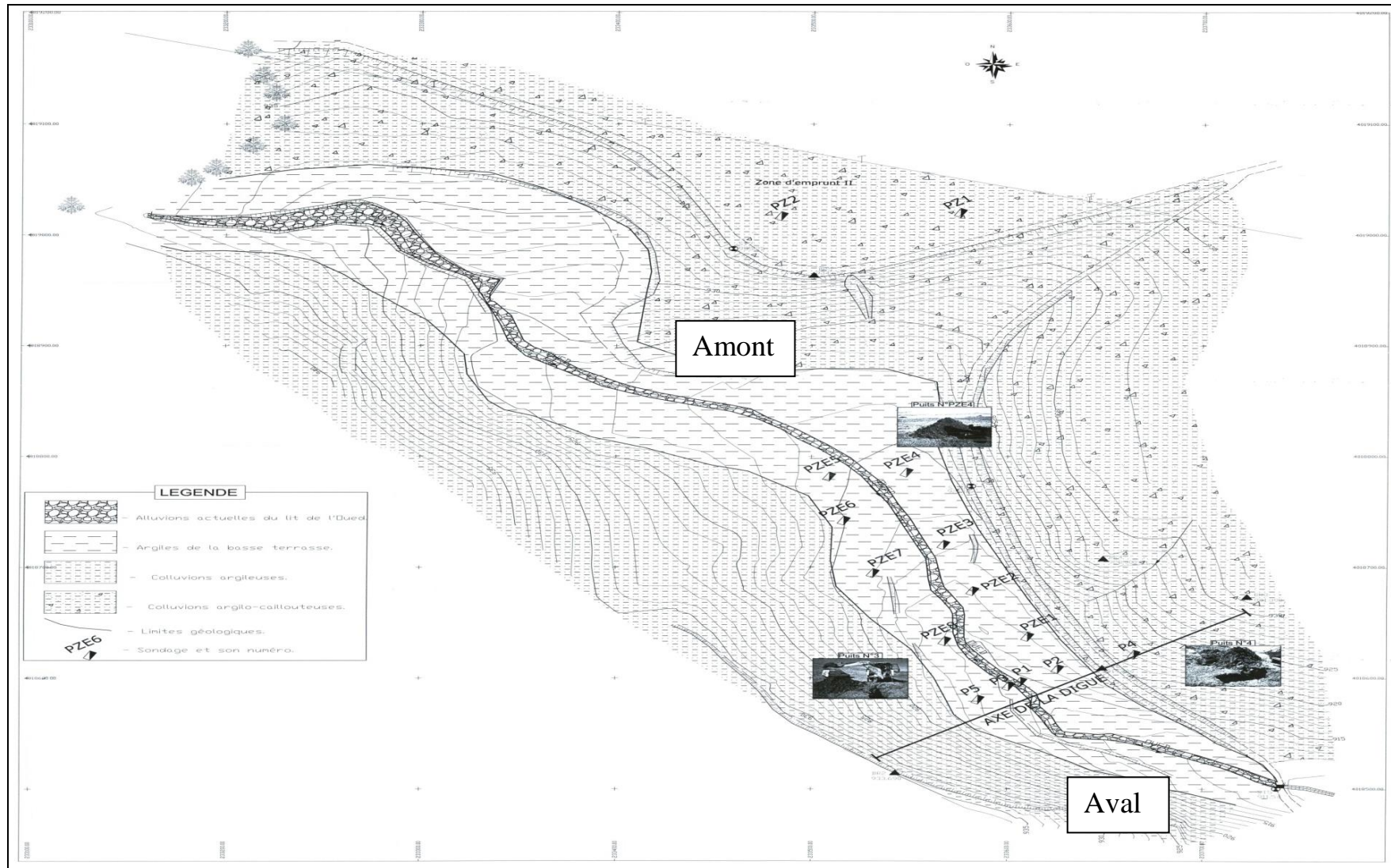
### II.8.2. Essais géotechniques :

Certains de ces puits ont été échantillonnés dans le but de déterminer leurs caractéristiques géologiques et géotechniques pour leur éventuelle utilisation dans la construction de la digue.

Les échantillons ont été acheminés au laboratoire afin que soient exécutés les essais géotechniques que nous avons programmés. IL s'agit des :

- Essais physiques : Analyse granulométrique, limites d'Atterberg, teneur en eau naturelle et Proctor normal.
- Essais mécaniques : Essai de cisaillement rectiligne, essai oedométrique, mesure de la perméabilité.
- Essais chimiques : détermination de la matière organique.

Les reconnaissances effectuées nous ont permis de mettre en relief les paramètres géologiques et géotechniques des deux zones d'emprunt (I et II) et de la fondation de la future digue. Les résultats obtenus sont inscrits dans les tableaux ci-après.



Source : IDIR-K (2012).

Figure N° (II-3) : Localisation des puits de reconnaissance.

### II.8.3. Résultats des essais géotechniques (zone d'emprunt I) :

#### II.8.3.1. Essais physiques :

##### ✓ Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique réalisée sur les dix échantillons (Deux de la fondation et huit de la zone d'emprunt) permet de conclure que ces matériaux sont à forte composante fine pour l'ensemble des échantillons.

Les particules inférieures à 2 mm de diamètre varient de 84.48 à 99.76 (%) avec une valeur moyenne de 95.04 (%) et les particules inférieures à 80 $\mu$  varient de 60.31 à 94.23 (%) avec une moyenne de 76.78 (%) (Annexe N° 1). Le puits PZE4 possède le pourcentage le plus élevé en cailloux (9%). Le fuseau granulométrique est assez serré, ce qui témoigne de l'homogénéité de ces matériaux où la quasi-totalité des fractions sont représentées avec une prédominance fine.

##### ✓ Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg font ressortir trois types de matériaux (Annexe N° 1) :

- De catégorie (Lt) les échantillons des puits (P2, PZE2, PZE3, PZE5 et PZE6), limons très plastiques.
- De catégorie (At) les échantillons des puits (P3, PZE1 et PZE8), argiles très plastiques.
- De catégorie (Ap) les échantillons des puits (PZE4 et PZE7), argiles peu plastiques

L'indice de plasticité ( $I_p$ ) de ces matériaux varie de 11.57 à 27.53 (%) avec une moyenne de 22.03 (%), ce qui conduit à dire que ces matériaux sont caractérisés par une plasticité moyenne à élevée.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur ( $I_c > 1$ ) pour l'ensemble des puits de cet ouvrage à part l'échantillon du PZE1 qui est mi-dur. Ces matériaux sont inorganiques (Annexe N° 1).

##### ➤ Essais Proctor Normal :

Deux essais Proctor ont été effectués. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau N° (II-2).

**Tableau N° (II-2) : Résultats des essais Proctor (ZEI).**

Fondation et zone d'emprunt		Teneur en eau ( $W_n$ )	Proctor Normal	
Puits	Profondeur		$W_{opt}$	$D_{max}$
(N°)	(m)	(%)	(%)	( $t/m^3$ )
PZE1	1.50 – 2.00	32.50	8.90	1.40
PZE3	2.00 – 2.50	29.96	13.90	1.26

Les matériaux de la zone d'emprunt sont caractérisés par une densité sèche ( $\gamma_{dmax}$ ) oscillant entre 1.26 et 1.40 ( $t/m^3$ ). Ces valeurs sont très faibles. La plus faible valeur est enregistrée au niveau du puits PZE3.

Les échantillons étudiés présentent des teneurs en eau optimale (Wopt) faibles à moyennes. La différence entre ces deux teneurs en eau (Naturelle et optimale) est très importante elle varie de 16.06 et 23.60 (%).

### II.8.3.2. Essais mécaniques :

#### ✓ Essais de cisaillement rectiligne :

Les deux essais de cisaillement non consolidés, non drainés de type UU, réalisés sur les échantillons des puits PZE1 et PZE3 sous conditions optimum Proctor, dénotent un matériau à : cohésion (C<sub>uu</sub>) moyenne à forte, consistance raide et à fort angle de frottement ( $\phi_{uu}$ ), les résultats représente dans le tableau N° (II-3).

**Tableau N° (II-3) : Résultats des essais de cisaillement rectiligne (ZEI).**

Zone d'emprunt		Cisaillement rectiligne (UU)	
Puits	Profondeur	Cohésion	Angle de frottement
(N°)	(m)	(Bars)	(Degré)
PZE1	1.50-2.00	0.38	15
PZE3	2.00-2.50	0.40	23

#### ✓ Essais Oedométriques :

Les deux essais oedométriques réalisés présentent des matériaux très compressibles et sensibles au gonflement. Ces matériaux sont moyennement perméables à quasiment imperméables. Les valeurs obtenues varient de  $2,23 \cdot 10^{-7}$  à  $1,12 \cdot 10^{-4}$  cm/s, (tableau N° II-4).

**Tableau N° (II-4) : Résultats des essais de compressibilité oedométrique (ZEI).**

Puits	Profondeur	Oedomètre			Perméabilité
		Pc	Cc	Cg	K
(N°)	(m)	(bars)	(%)	(%)	(cm/s)
PZE1	1.50-2.00	0.73	63.45	15.28	$1.12 \times 10^{-4}$
PZE3	2.00-2.50	0.67	36.21	19.16	$2.23 \times 10^{-7}$

### II.8.3.3. Essais chimiques :

L'analyse chimique réalisée sur les échantillons des puits PZE1 et PZE3 de la zone d'emprunt II révèle une teneur en matière organique faible, inférieure à 10%, elle oscille entre 5.84 et 6.15 (%).

#### II.8.4. Résultats des essais géotechniques (Zone d'emprunt II) :

##### II.8.4.1. Essais physiques :

###### ✓ Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique réalisée sur les deux échantillons de la zone d'emprunt II permet de dire que ces matériaux sont à forte composante fine argilo-limoneuse.

Les particules inférieures à 2mm de diamètre sont de 100(%) et les particules inférieures à 80  $\mu$  varient de 98.00 à 99.00 (%) (Annexe N° 2).

###### ✓ Limites d'Atterberg :

L'abaque de plasticité de Casagrande situe ces matériaux au-dessus de la courbe A, dans la catégorie (At). Il s'agit donc de matériaux inorganiques très plastiques (Annexe N° 2).

L'indice de plasticité (Ip) de ces matériaux oscille entre 38.00 à 43.00(%) avec une moyenne de 40.50(%), ce qui conduit à dire que ces matériaux sont caractérisés par une plasticité élevée.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur ( $I_c > 1$ ) pour ces deux échantillons (Annexe N° 3).

###### ✓ Essais Proctor Normal :

Les deux essais Proctor effectués sur les deux échantillons de la zone d'emprunt II, dénotent des matériaux de densités Proctor moyennes oscillant entre 1.48 et 1.52 ( $t/m^3$ ) et des valeurs de teneurs optimales moyennes, qui varient de 19.50 à 21.30 (%). Les résultats obtenus sont présentés ci-après (Tableau N° II-5).

La différence entre les valeurs des teneurs naturelles et celles de teneurs en eau optimales ne sont très importantes ( $< 4\%$ ). Vu l'allure plane es courbes Proctor, ces matériaux peuvent être utilisés directement sans séchage ni arrosage préalable.

**Tableau N° (II-5) : Résultats des essais Proctor (ZEII).**

Zone d'emprunt II		Teneur en eau	Proctor Normal	
Puits	Profondeur	(W <sub>n</sub> )	W <sub>opt</sub>	D <sub>max</sub>
(N°)	(m)	(%)	(%)	( $t/m^3$ )
P1	2.00 – 2.50	23.09	21.30	1.52
P2	2.00 – 2.50	22.68	19.50	1.48

##### II.8.5. Volume des matériaux :

La zone reconnue offre un volume de l'ordre de 137500  $m^3$  avec deux mètres et demi d'épaisseur (55000  $m^2$  x 2,5 m). Ce qui couvre largement le volume nécessaire pour réaliser la digue.

## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :

La région d'étude appartient à la haute vallée de l'Oued Rhumel. Le site de la retenue de Chelghoum Laid sur Oued Souagui est localisé dans les formations du Miocène supérieur, probablement attribuées au Pontien, dans les marnes et argiles rouges, immédiatement à l'aval du terme basal constitué de grès et de conglomérats avec argiles rouges.

La région de Chelghoum Laid appartient en presque totalité aux chaînes telliennes, sauf l'extrémité méridionale qui fait partie de l'aire anticlinal inter-atlasique dans laquelle s'intègre les monts du Hodna.

La région d'étude se situe au Nord immédiat d'une zone où viennent fusionner deux domaines ; celui des chaînes telliennes et celui des Hautes plaines constantinoises, elle est localisée dans la partie méridionale des chaînes telliennes avec des faciès particuliers (présence d'une épaisse série calcaire du Crétacé). Le domaine tellien est caractérisé par une tectonique de couverture (sédiments marneux formés en mer profonde, épais sur un socle profond, direction des plis en général Est-Ouest) et celui des Hautes plaines par une tectonique de revêtement (sédiments néritiques moins profonds et moins épais que dans les Atlas tellien et saharien, plus rigides, plis simples avec de grandes fractures verticales et de direction générale Sud-Ouest-Nord-Est, comme dans l'Atlas saharien).

L'axe de la digue de la retenue collinaire sur Oued Souagui ne présente pas de problèmes d'instabilités, ceci reste valable pour la cuvette. Elle ne présente pas de contraintes pour la réalisation d'une retenue. Ses rives sont stables et sont à pentes douces, avec une cuvette assez plane.

Lors de la réalisation de la retenue, il est impératif d'atteindre le bon sol au niveau de la clé d'encrage, après avoir pris le soin d'excaver les colluvions et les alluvions du lit de l'Oued, et ceci afin d'ancrer la digue dans le substratum sain (Soit une profondeur moyenne de 4.5 m).

Les matériaux de construction fins (ZEI) pour l'essentiel des échantillons, sont hautement plastiques et hautement compressibles que ce soit pour les argiles ou bien pour les limons. Ils ont de très faibles densités (Proctor), inorganiques de perméabilité faible à moyenne. Ils présentent des résistances mécaniques acceptables (Cohésion et angle de frottement), très sensibles au gonflement et très compressibles. En résumé leurs propriétés géotechniques sont médiocres et inutilisables pour la réalisation de la future digue sur Oued Souagui. Ils sont caractérisés par de faibles densités.

Les matériaux de construction fins (ZEII) sont inorganiques, hautement plastiques et hautement compressibles avec des densités (Proctor) moyennes, acceptables pour un ouvrage de cette envergure. Les matériaux de la zone d'emprunt II serviront à la réalisation de la future digue.

Pour les matériaux grossiers, les petites quantités nécessaires pour la réalisation de la retenue peuvent être approvisionnées des carrières avoisinantes.

En fin, le site et la cuvette ne présentent aucune contrainte majeure pour la réalisation d'une digue homogène sur Oued Souagui. La zone d'emprunt amont (ZEII) s'y prête pour ce type d'ouvrage.

*CHAPITRE III*  
*ETUDE*  
*CLIMATOLOGIQUE*  
*ET*  
*HYDROLOGIQUE*

## Introduction :

L'étude de cycle de l'eau dans la zone d'étude représente une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liées aux paramètres hydrologiques.

L'étude hydrologique entre dans le cadre de la faisabilité du barrage et ces ouvrages annexes, cette étude permet :

- D'estimer les apports (liquides et solides) ;
- D'estimer les débits maximaux des crues ;
- D'estimer le volume total dans la retenue ;
- D'estimer le débit à évacuer.

## III.1. ETUDE CLIMATIQUE :

### III.1.1. Caractéristiques climatique du bassin versant :

Les conditions climatiques ont un rôle prépondérant dans le régime hydrologique d'un cours d'eau. Les facteurs climatiques les plus déterminants sont les précipitations, les températures de l'air, le vent et l'évaporation.

Toutes les données climatiques sont mesurées à partir de la station pluviométrique la plus proche de la région d'étude qui est la station de Chelghoum Laid, caractérisée par les coordonnées représentées sur le tableau N° (III-1).

**Tableau N° (III-1) :** Caractéristique de la station de Chelghoum Laid.

station	Code	Coordonnées Lambert		Altitude (m)	Période observées(Années)
		X (m)	Y (m)		
Chelghoum Laid	100312	811.40	323.75	768.00	39

Source : ANRH.

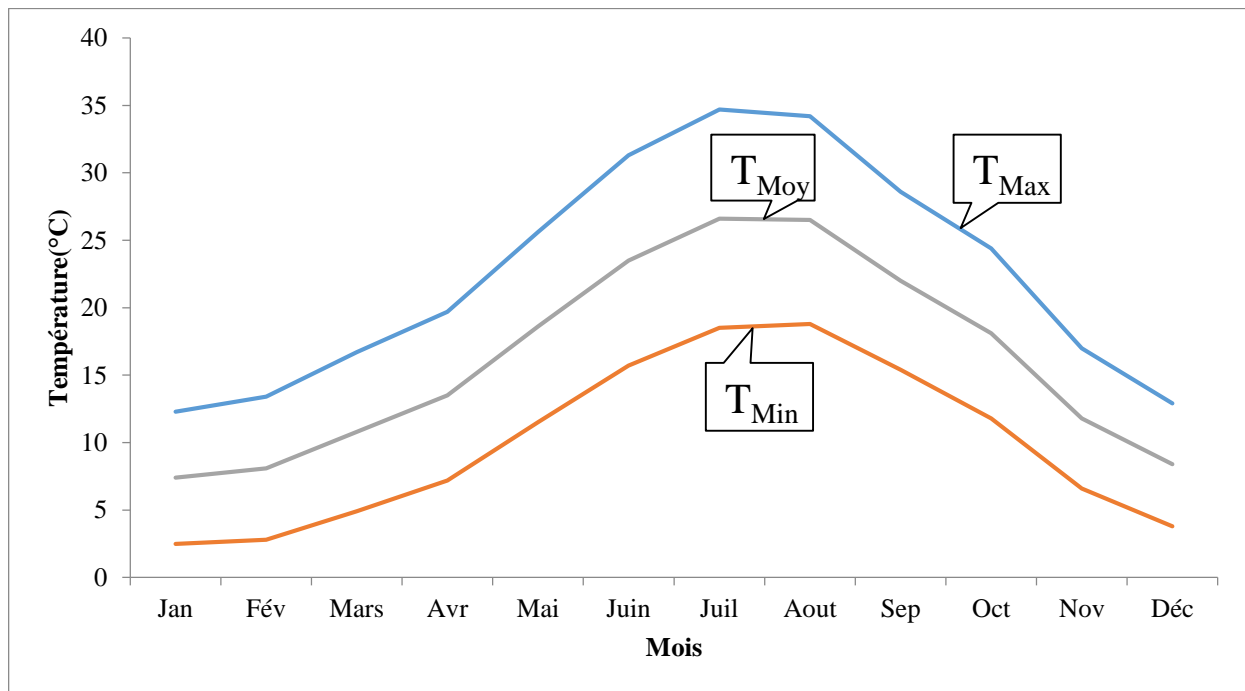
#### III.1.1.1. Température :

La température est l'un des facteurs climatiques primaires qui détermine l'existence de grandes zones climatiques. Etant donnée l'inexistence d'une station météorologique dans la région de Chelghoum Laid, on a eu recours à la station limitrophe de la région à savoir la station de Constantine dont les données thermométriques caractérisant la région d'étude durant la période (1995-2008) sont reportées dans le Tableau N° (III-2).

**Tableau N° (III-2) :** Répartition mensuelles de la température station Ain Bey, Constantine (Période 1995-2008).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
<b>T<sub>M</sub> (°C)</b>	12.3	13.4	16.7	19.7	25.6	31.3	34.7	34.2	28.6	24.4	17	12.9
<b>T<sub>m</sub> (°C)</b>	2.5	2.8	4.9	7.2	11.5	15.7	18.5	18.8	15.4	11.8	6.6	3.8
<b>T<sub>moy</sub> (°C)</b>	7.4	8.1	10.8	13.5	18.6	23.5	26.6	26.5	22	18.1	11.8	8.4

Source : ANRH.



**Figure N° (III-1) :** Répartition mensuelles des températures de la station d’Ain Bey (Période 1995-2008).

A partir au figure N° (III-1), nous constatons que Janvier est le mois le plus froid pour la région, avec une température moyenne de 7.4°C et Juillet est le mois le plus chaud avec une température moyenne de 26.6°C.

**III.1.1.2. Evaporation :**

Les valeurs de l’évaporation moyennes mensuelles des plans d’eau dans la région d’étude sont estimées à partir des données d’observation mesurées sous abri avec l’évaporomètre de PICHE au niveau de la station météorologique régionale de l’Est Ain El Bey, Constantine.

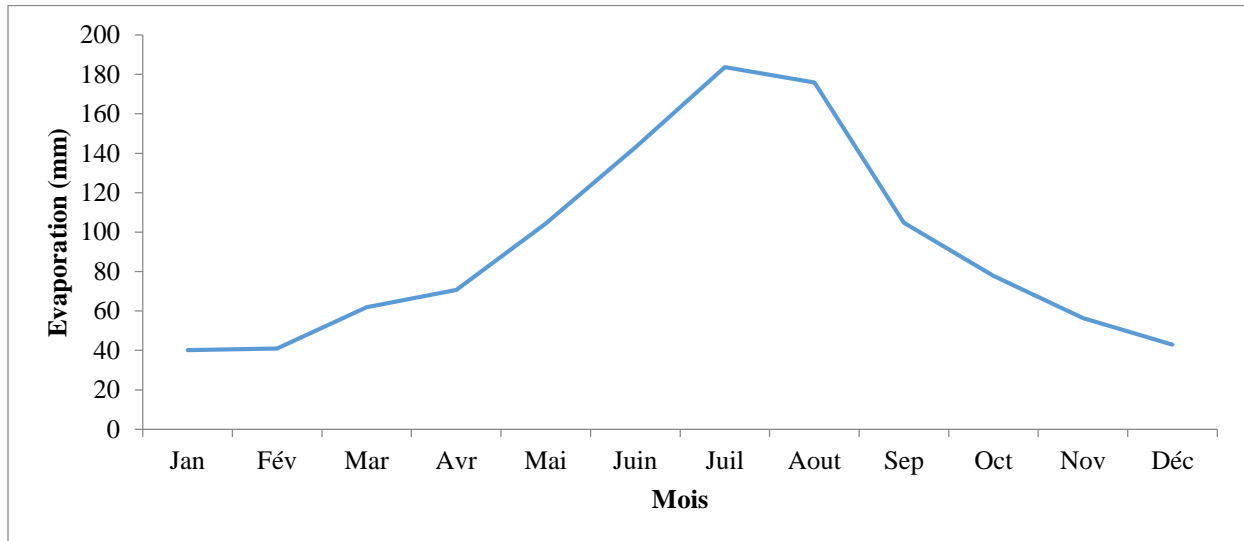
La répartition mensuelle de l’évaporation évaluée en pourcentage de la valeur annuel tableau N° (III-3), est définie comme suite :

**Tableau N° (III-3) :** Répartition mensuelles de l’évaporation a la station d’Ain Bey Constantine (Période 1995-2008).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
E <sub>v</sub> (mm)	40.1	41	61.9	70.6	104.3	143	183.7	175.9	104.7	77.9	56.4	42.9	1102.5
E <sub>v</sub> (%)	3.64	3.72	5.61	6.40	9.46	12.97	16.66	15.96	9.55	7.07	5.12	3.89	100

Source : ANRH.

L’examen de ce tableau montre que l’évaporation est importante durant les mois de Mai à Septembre correspond à un volume évaporé de 64.60% et faible du mois de novembre à mars où le volume évaporé est de 21.98%.



**Figure N° (III-2) :** Répartition mensuelles de l'évaporation de la station d'Ain Bey (période 1995-2008).

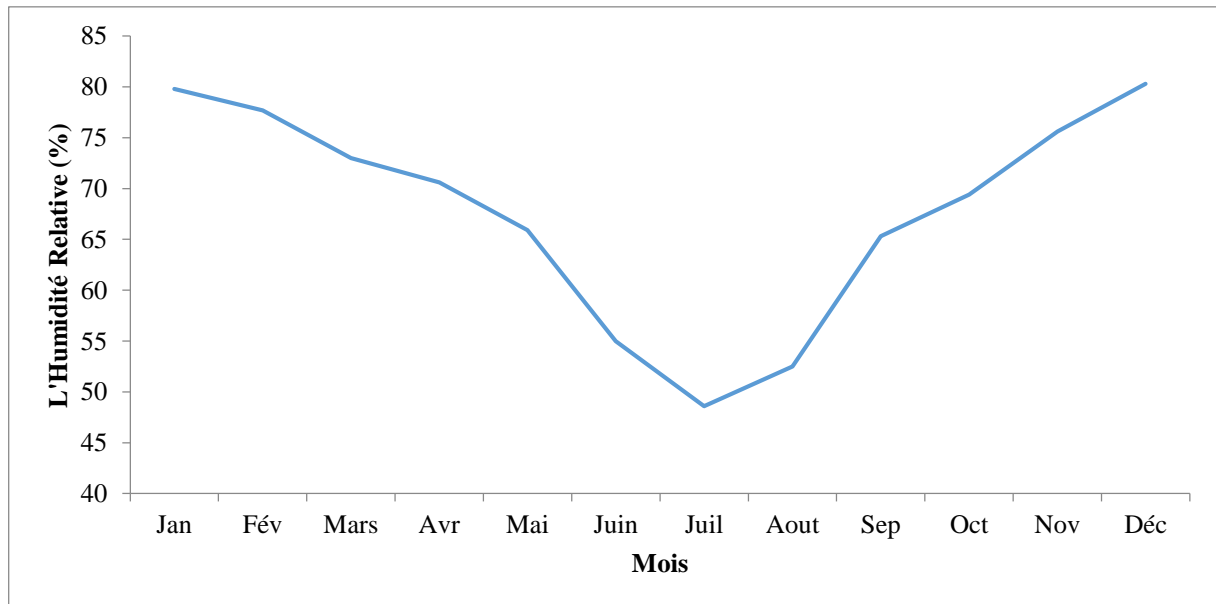
**III.1.1.3. Humidité relative :**

Les données caractérisant l'humidité relative de l'air de la station d'Ain Bey au cours de la période allant de 1995 à 2008 sont reportées sur le tableau N° (III-4).

**Tableau N° (III-4) :** Répartition mensuelle de L'humidité relative en (%), station Ain Bey, Constantine (Période 1995-2008).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
L'humidité relative(%)	79.8	77.7	73	70.6	65.9	55	48.6	52.5	65.3	69.4	75.6	80.3

Source : ANRH.



**Figure N° (III-3) :** Répartition mensuelle de L'humidité relative (%) de la station d'Ain Bey (période 1995-2008).

Nous signalons une humidité relative élevée de 80.3% durant le mois de Décembre et une humidité relative basse de 48.6% durant le mois de Juillet (figure N° (III-3)).

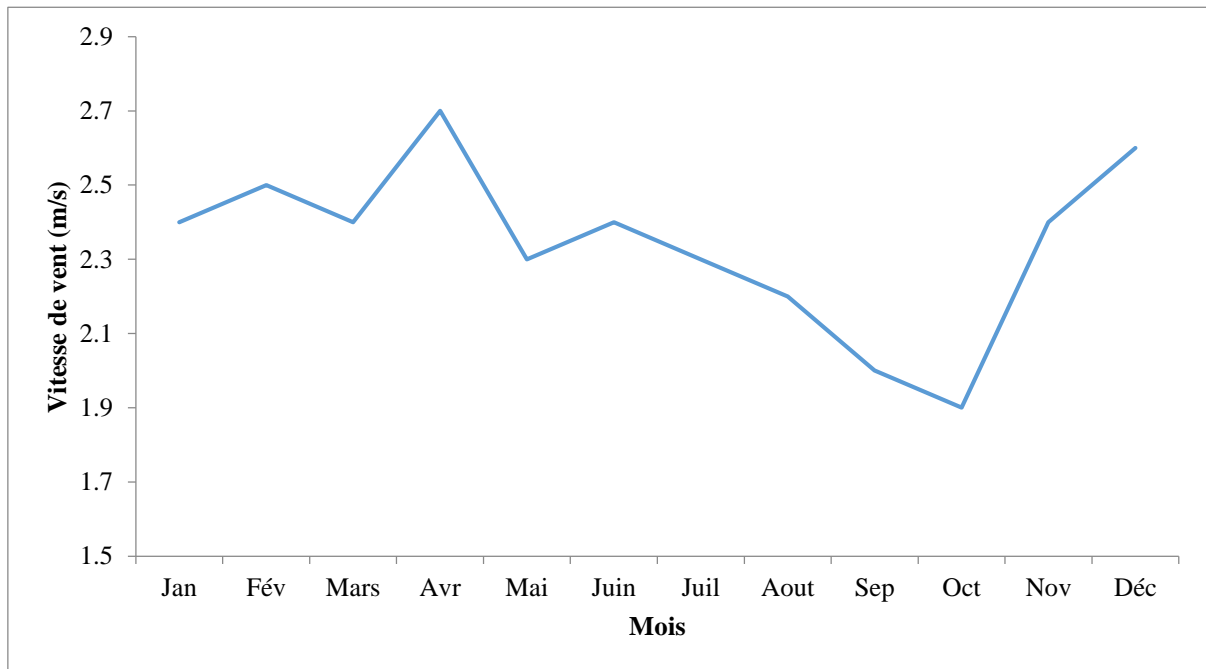
**III.1.1.4. Vitesse du vent :**

La vitesse moyenne du vent pour notre région d'étude pendant la période allant de (1995-2008).

**Tableau N° (III-5) :** Répartition mensuelle de la vitesse de vent, station Ain Bey, Constantine (Période 1995-2008).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse de vent (m/s)	2.4	2.5	2.4	2.7	2.3	2.4	2.3	2.2	2	1.9	2.4	2.6

Source : ANRH.



**Figure N° (III-4) :** Répartition mensuelle de la vitesse du vent a la station d'Ain Bey (période 1995-2008).

La vitesse moyenne maximale est enregistrée en avril avec 2.7m/s, alors que la vitesse moyenne la plus faible est notée en octobre avec 1.9 m/s.

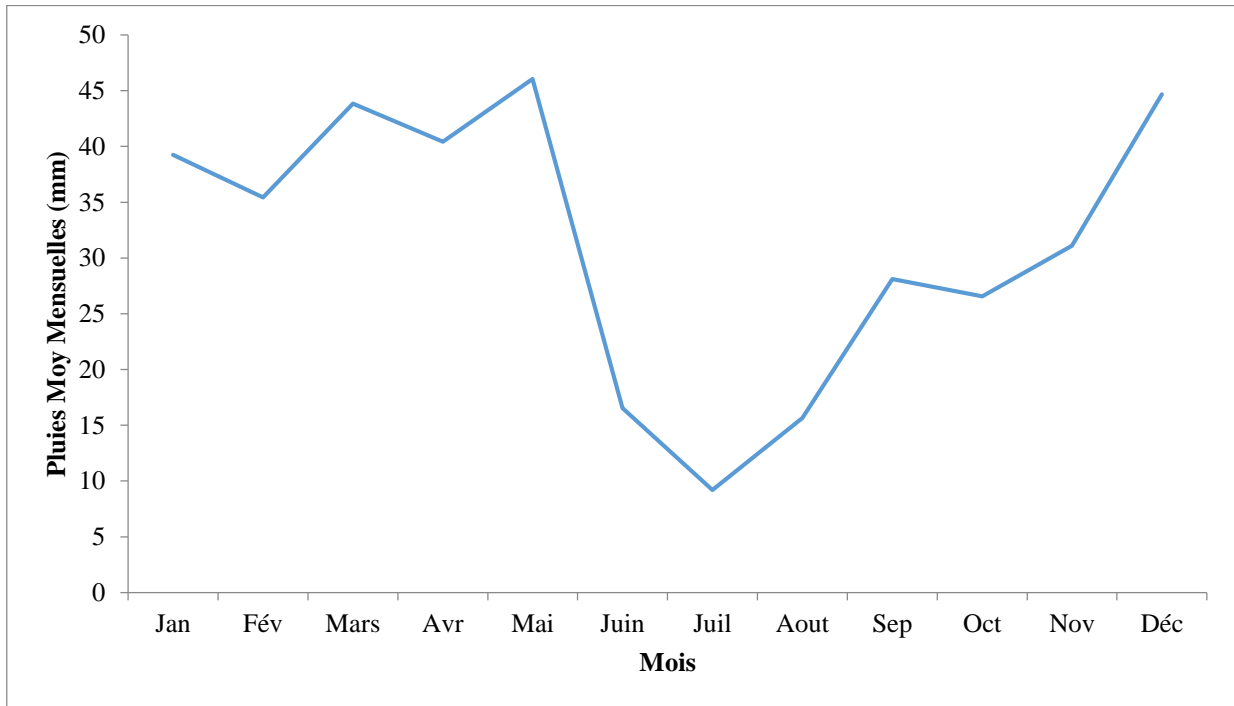
**III.1.2. Pluviométrie :****III.1.2.1. Précipitations moyennes mensuelles :**

Les précipitations moyennes mensuelles observées pendant le période (1977-2015), pour la station de Chelghoum Laid sont représenté dans le Tableau N° (III-6).

**Tableau N° (III-6) :** Répartition mensuelle des pluies moyenne, la station de Chelghoum Laid (Période 1977-2015).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
P <sub>moy</sub> (mm)	39.25	35.44	43.85	40.43	46.06	16.54	9.18	15.65	28.12	26.55	31.10	44.69
P <sub>moy</sub> (%)	10.42	9.40	11.64	10.73	12.22	4.39	2.44	4.15	7.46	7.04	8.25	11.86

Source : ANRH.



**Figure N° (III-5) :** Répartition de précipitations moyennes mensuelles de la station de Chelghoum Laid (Période 1977-2015).

D'après la figure N° (III-5), on remarque les mois le plus pluvieux pour la période (1977-2015) sont : Décembre, Mars et Mai alors que les mois les plus chauds sont Juin, Juillet, Aout.

#### III.1.2.2. Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières sont nécessaires pour l'estimation des crues. La fréquence de la crue qui sera utilisée pour le dimensionnement de cette retenue est la centennale.

Le tableau suivant résume les paramètres statistiques de l'échantillon.

**Tableau N° (III-7) :** Les paramètres statistiques de l'échantillon.

<b>Nombre d'observations</b>	<b>39</b>
Moyenne	30.50
Ecart-type	9.81
Médiane	27.70
Coefficient de variation (Cv)	0.32
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.82
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.74

#### III.1.3. Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN (version 2.2) » par deux méthodes : à la loi lognormale et à la loi de Gumbel.

**a. Ajustement à la loi Lognormale (Galton) :**

Parmi les lois de distribution qui peuvent prendre compte de la statistique des phénomènes extrêmes et s'adapte le mieux aux variables pluviométrique est la loi log normale ou la loi de Galton.

➤ Calcul des fréquences expérimentales « au non dépassement » :

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

Avec : m : numéro d'ordre de la valeur ;

N : taille de l'échantillon.

➤ Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$X_{P\%} = X_{\text{moy}} + \delta u_{P\%}$$

Avec :  $X_{\text{moy}}$  : hauteur de pluie moyenne ;

$\delta$  : Ecart -type ;

$u_{P\%}$  : variable réduite de gauss.

➤ Paramètres estimés :

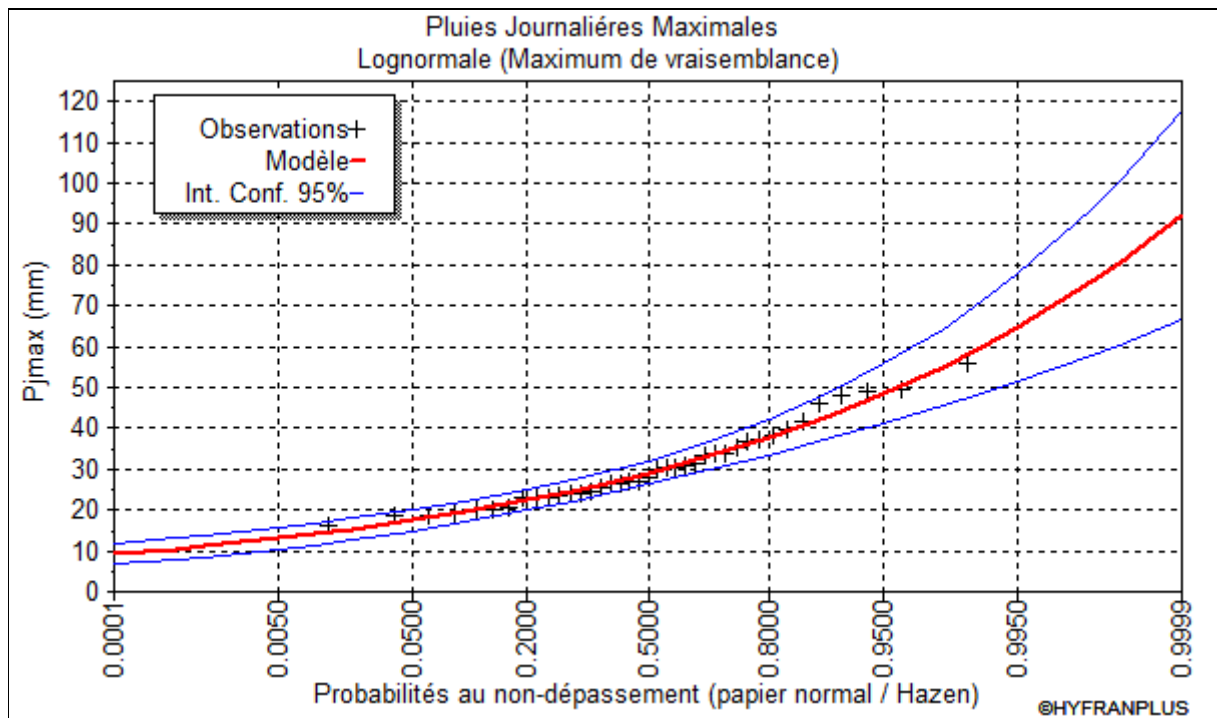
$$- \mu = 3.370319$$

$$- \text{Sigma} = 0.309654$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau N° (III-8).

**Tableau N° (III-8) : Ajustement à la loi Lognormal.**

Période de retour T (ans)	Probabilité q	Valeur théoriqueXT	Ecart-type	Intervalle de confiance
				(95%)
1000	0.999	75.74	9.1232	57.855-93.625
100	0.99	59.79	5.7624	48.492-71.085
50	0.98	54.95	4.8475	45.446-64.452
20	0.95	48.41	3.7103	41.139-55.687
10	0.9	43.26	2.912	37.551-48.968
5	0.8	37.75	2.1853	33.462-42.03
2	0.5	29.09	1.4423	26.26-31.915



**Figure N° (III-6) :** Ajustement à la loi Lognormale.

D’après la figure N° (III-6), on remarque que les pluies maximales journalières suit bien la loi de Galton, tous les points sont à l’intérieur l’intervalle de confiance et proche de la droite de HENRY.

**b. Ajustement à la loi de Gumbel :**

L’équation de la droite de Gumbel :

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

y : variable de la droite de Gumbel.

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \quad \text{et} \quad F(x) = \frac{m-0.5}{N}$$

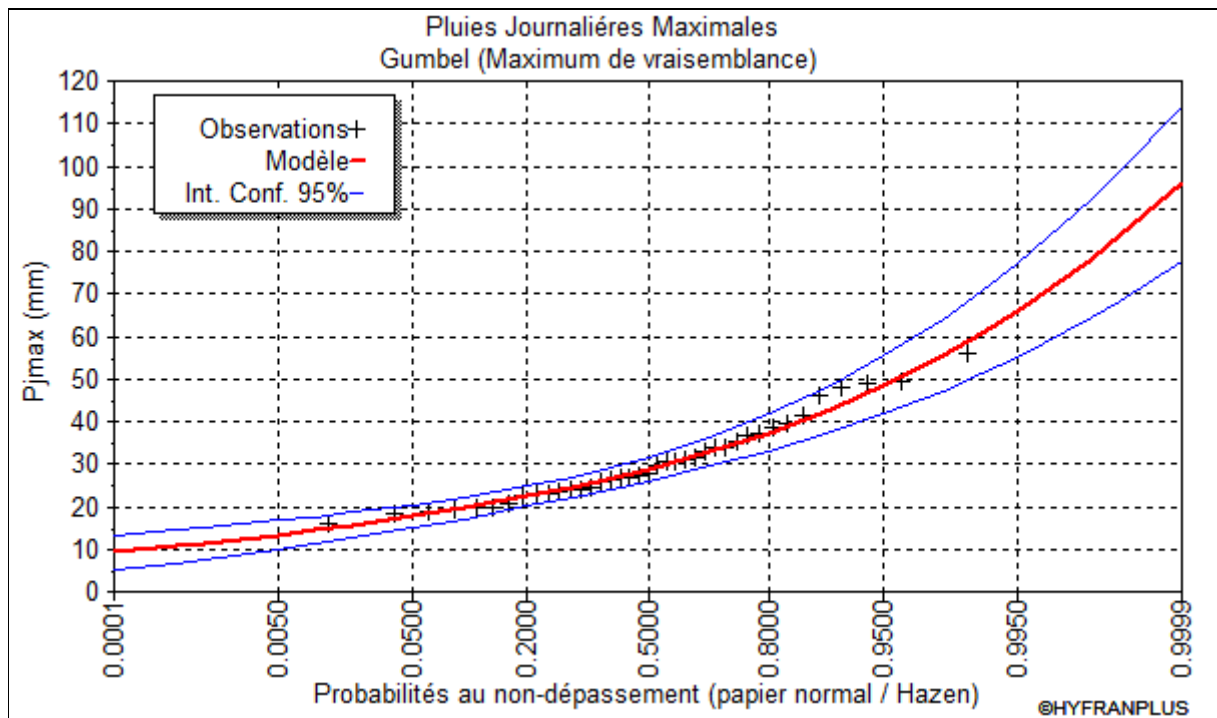
Avec : m : l’ordre de classement ;

N : taille de l’échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$  Et  $x_0$  : sont déterminé par la méthode des moindres carrés.

**Tableau N° (III-9) :** Ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Valeur théorique XT	Ecart-type	Intervalle de confiances95 %
1000	0.999	78.32	7.1567	64.294-92.354
100	0.99	60.85	4.9754	51.093-70.601
50	0.98	55.56	4.3247	47.08-64.036
20	0.95	48.50	3.4702	41.696-55.302
10	0.9	43.05	2.8294	37.5-48.593
5	0.8	37.36	2.1968	33.055-41.668
2	0.5	28.78	1.4194	25.993-31.558



**Figure N° (III-7) : Ajustement à la loi de Gumbel.**

D’après la figure N° (III-7) on observe que tous les points sont à l’intérieur l’intervalle de confiance et très proche de la droite de HENRY.

Donc d’après les résultats d’ajustement soit de Gumbel ou de Galton accepter aisément les données de notre série pour les calculs qui suit.

**Tableau N° (III-10) : Résultat d’ajustement de notre série de pluies à la loi de GUMBEL.**

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10 %	5%	2%	1%	0.1%
Variable de Gauss	1.282	1.643	2.050	2.237	3.160
Pjmax (%)	43.05	48.50	55.56	60.85	78.32

**a. Pluies maximales de courte durée P<sub>tc</sub> :**

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courte durée de mêmes fréquences se fait en utilisant la formule suivante :

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

Avec : P<sub>tc</sub>% : Pluie de courte durée de fréquence donnée (mm) ;

P<sub>jmax</sub>% : Pluie journalière maximales de même fréquence (mm) ;

T<sub>c</sub> : temps de concentration ; T<sub>c</sub> = 1.94heures ;

b : exposant climatique ; b=0.35 ;

Les valeurs de P<sub>tc</sub> (%) sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau N° (III-11) : Pluies maximales de durée Tc.**

Pluies (mm)	Période de retour (ans)					
	2	10	20	50	100	1000
<b>P<sub>jmax</sub></b>	28.78	43.05	48.50	55.56	60.85	78.32
<b>P<sub>tc</sub>(%)</b>	11.93	17.85	20.11	23.04	25.23	32.47

Pour une période donnée, l'intensité de pluie en une tombée en un temps « t » est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $I_t$  : l'intensité de pluie en (mm/h) ;

$P_{tc}$  : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm) ;

t : temps en (h).

**Tableau N° (III-12) : Pluies de courtes durées et leur intensité pour différentes fréquences.**

		Fréquence									
		0.9000		0.9500		0.9800		0.9900		0.9990	
		P <sub>tc</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>tc</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>tc</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>tc</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)	P <sub>tc</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)
T (h)	1	14.15	14.15	15.95	15.95	18.27	18.27	20.01	20.01	25.75	25.75
	2	18.04	9.02	20.32	10.16	23.28	11.64	25.50	12.75	32.82	16.41
	4	22.99	5.75	25.91	6.48	29.68	7.42	32.50	8.13	41.83	10.46
	8	29.31	3.66	33.02	4.13	37.82	4.73	41.43	5.18	53.32	6.66
	12	33.78	2.81	38.05	3.17	43.59	3.63	47.74	3.98	61.45	5.12
	14	35.65	2.55	40.16	2.87	46.01	3.29	50.39	3.60	64.86	4.63
	16	37.35	2.33	42.08	2.63	48.21	3.01	52.80	3.30	67.96	4.25
	20	40.39	2.02	45.50	2.28	52.13	2.61	57.09	2.85	73.48	3.67
	22	41.76	1.90	47.05	2.14	53.89	2.45	59.02	2.68	75.97	3.45
	24	43.05	1.79	48.50	2.02	55.56	2.32	60.85	2.54	78.32	3.26

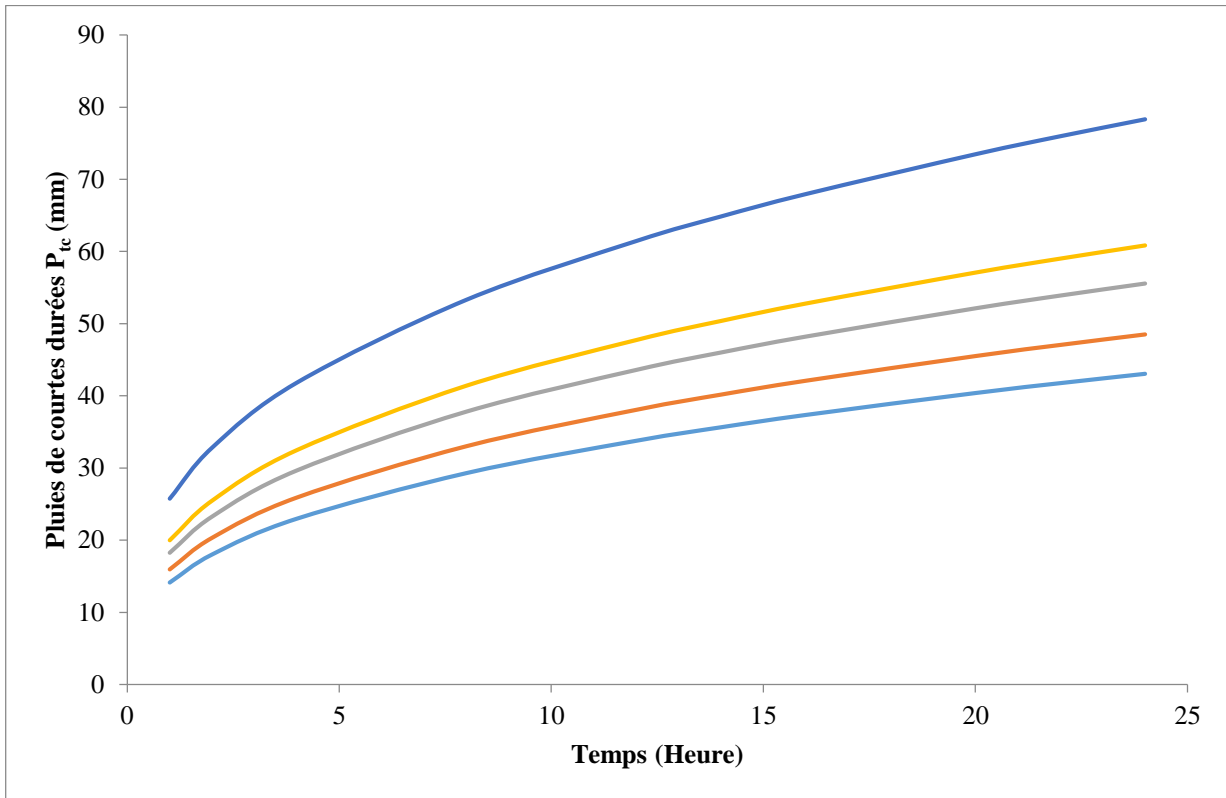


Figure N° (III-8) : La pluie de courtes durées en fonction de temps.

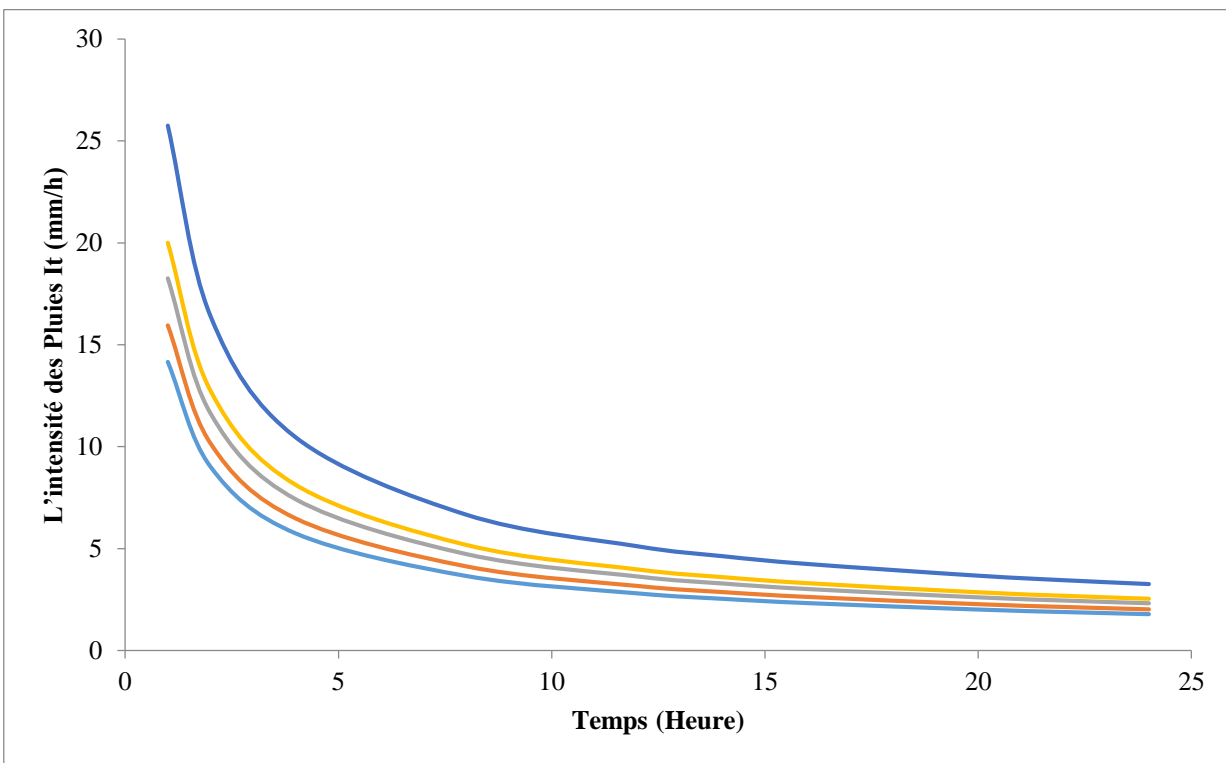


Figure N° (III-9) : L'intensité des pluies en fonction de temps.

## III.2. ETUDE HYDROLOGIQUE :

### III.2.1. Estimation des apports

#### III.2.1.1. Apports liquides :

L'estimation de l'apport liquide se fait par des formules empiriques, suivantes :

L'écoulement moyen annuel est une notion fondamentale en hydrologie, C'est le volume d'eau écoulé en 365 jours à l'issue d'un bassin.

Estimation des apports liquides :

L'estimation de l'apport liquide se fait par les formules empiriques suivantes :

- Formule de COUTAGNE et SAMIE ;
- Formule de MALLET et GOUTHIER ;
- Formule dite ANRH ;
- Formule de TURC ;
- Formule de SAMIE.

#### a. Formule de COUTAGNE et SAMIE :

Cette formule s'applique très bien pour les bassins versants en Algérie. Elle est valable pour des précipitations moyennes  $P < 900$  mm.

- Calcul de lame d'eau écoulé  $L_e$  (mm) :

$$L_e = 0.784(P - 0.232)^2 \text{ donc } : L_e = 0.784(0.37687 - 0.232)^2$$

Où :  $L_e = 16.45$  mm

- Calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$  ( $m^3$ ) :

$$A_0 = 0.784(P - 0.232)^2 \times S \text{ donc } : A_0 = 0.784(0.37687 - 0.232)^2 \times 6800000$$

Avec :  $P$  : pluie moyenne annuelle,  $P = 0.37687$  m ;

$S$  : surface du bassin versant,  $S = 6800000 m^2$ .

Où :  $A_0 = 111860 m^3$

#### b. Formule de MALLET et GOUTHIER :

- Calcul de lame d'eau écoulé  $L_e$  (mm) :

$$L_e = 0.6 \times (1 - 10^{-0.36P^2}) \times 10^3 \text{ donc } L_e = 0.6 \times (1 - 10^{-0.36 \times 0.37687^2}) \times 10^3$$

Où :  $L_e = 66.64$  mm

- Calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$  ( $m^3$ ) :

$$A_0 = L_e \cdot S \cdot 10^{-3} \text{ donc } A_0 = 66.64 \times 6800000 \times 10^{-3}$$

Avec :  $S$  : surface du bassin versant,  $S = 6800000 m^2$ .

Où :  $A_0 = 453152 m^3$

#### c. Formule de SAMIE :

- Calcul de lame d'eau écoulé  $L_e$  (mm) :

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \text{ donc } L_e = (0.37687)^2 (293 - 2.2\sqrt{6.8})$$

Où :  $L_e = 40.80$  mm.

- Calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$  ( $m^3$ ) :

$$A_0 = P_0^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \cdot S \quad \text{donc} \quad A_0 = (0.37687)^2 (293 - 2.2\sqrt{6.8}) 6.8$$

Avec : S : surface du bassin versant,  $S = 6.8 \text{ km}^2$  ;

P : pluie moyenne annuelle,  $P = 0.37687 \text{ m}$ .

Où :  $A_0 = 277440 \text{ m}^3$

#### d. Formule de ANRH :

➤ Calculs de lame d'eau écoulé  $L_e$  (mm) :

$$L_e = 513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{-0.158} \quad \text{donc} \quad L_e = 513 \times 0.37687^{2.683} \times 1.83^{0.5} \times 6.8^{-0.158}$$

Avec : Dd : densité de drainage ( $\text{m}/\text{km}^2$ ),  $D = 1.83 \text{ m}/\text{km}^2$ .

Où :  $L_e = 37.39 \text{ mm}$

➤ Calculs de l'apport liquide  $A_0$  ( $\text{m}^3$ ) :

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842}$$

$$A_0 = 0.915 \times 376.87^{2.684} \times 6.8^{0.842}$$

Où :  $A_0 = 37747.81 \text{ m}^3$

#### e. Formule de TURC :

➤ Calculs de lame d'eau écoulé  $L_e$  (mm) :

$$L_e = P - D$$

$$D = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{I^2}}}$$

Avec : D : Déficit d'écoulement (mm) ou en (m).

$$I = 300 + 25T + 0.05T^3$$

T : température moyenne annuelle,  $T = (16.275 \text{ }^\circ\text{C})$ .

Où :  $I = 922.42$

$D = 364.86 \text{ mm}$

Donc :  $L_e = 12.01 \text{ mm}$

➤ Calculs de l'apport liquide  $A_0$  ( $\text{m}^3$ ) :

$$A = L_e \cdot S \cdot 10^{-3} \quad \text{donc} \quad A = 12.01 \times 6.8 \cdot 10^{-3}$$

Où :  $A_0 = 81668 \text{ m}^3$

Les résultats de calcul par la différente formule citée ci-dessus présentés dans le tableau ci-après :

**Tableau N° (III-13) : Résultats des apports moyens annuels obtenus par les différentes formules.**

Formules	Lame d'eau écoulee Le (mm)	Apport moyen A <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	Apport moyen A <sub>0</sub> (hm <sup>3</sup> )
Formule de SAMIE et GAUTAGNE	16.45	111860	0.112
Formule de MALLET et GOUTHIER	66.64	453152	0.453
Formule de SAMIE	40.80	277440	0.277
Formule de ANRH	37.39	37747.81	0.038
Formule de TURC	12.01	81668	0.082

D'après ces résultats on opte l'apport moyen annuel donné par la formule de SAMIE, qui nous parait la plus réaliste et plus récente car elle est proche de la valeur moyenne.

### III.2.1.2. Variabilité de l'apport :

#### a. Formule de PADUIN :

➤ Coefficient de variation C<sub>v</sub> :

$$C_v = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \times K_s$$

K<sub>s</sub> : coefficient de réduction qui tient compte de la pérennité de l'oued (K<sub>s</sub>=1 pour les Oueds temporaire et K<sub>s</sub>=0.25 pour les oueds pérennes). Dans notre cas le K<sub>s</sub>=1.

Où :

$$M_0 = \frac{A_0}{T \times S}$$

Avec : M<sub>0</sub>: modules-en (l/s/km<sup>2</sup>);

A : apport moyen annuel, A= 277440000L ;

T : temps d'une année(s), T= 31536000s ;

S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>), S=6.8 km<sup>2</sup>.

Où : M<sub>0</sub> = 1.29L/s/km<sup>2</sup>

Donc : C<sub>v</sub> = 0.88

#### b. Formule de UKRIPRODOKHOZ :

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

Avec : M<sub>0</sub>=1.29 l/s/km<sup>2</sup>

Où : C<sub>v</sub>= 0.54

#### c. Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log(M_0)$$

Avec : M<sub>0</sub>= 1.29 l/s/km<sup>2</sup>

Où : C<sub>v</sub>= 0.75

**Tableau N° (III-14) : Récapitulatif des valeurs du coefficient de variation.**

Formules	Cv
Formule de PADUIN	0.88
Formule de UKRIPRODOKHOZ	0.54
Formule de SOKOLOVSKY	0.75

Pour les calculs on prend le coefficient de variation qui est calculé par la formule de SOKOLOVSKY  $C_v=0.75$  parce que cette formule est utilisée dans la plupart des bassins versant en Algérie, *IDIR-K(2012)*.

### III.2.1.3. Estimation fréquentielle de l'apport annuelle :

Pour l'estimation des apports fréquentielles, nous avons admis que l'irrégularité des apports est régie par la loi log normale au même titre que la série des débits de la station de Chelghoum Laid.

L'expression de la loi normale est la suivante :

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Avec :  $A\%$  : l'apport annuel pour une fréquence donnée en % ;

$A_0$  : apport moyenne annuel ( $m^3$ ). Formule de SAMIE,  $A_0 = 277440 m^3$  ;

$u$  : variable de Gauss ( $u=-0.841$  pour une fréquence à 80%) ;

$C_v$  : coefficient de variation qui est déterminé en fonction du module moyenne spécifique ou débit unitaire «  $M_0$  » ( $C_v=0.75$ ).

Où :  $A_{80\%} = 126549.49 m^3$

Les apports liquides des différentes fréquences sont dans le tableau suivant :

**Tableau N° (III-15) : Les apports liquides des différentes fréquences.**

Période de retour (année)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0.1	1	2	5	10	20
Variable de Gauss	3.160	2.327	2.050	1.643	1.282	-0.841
Apport liquide ( $hm^3/ans$ )	1.833	1.050	0.873	0.665	0.523	0.127
Lame d'eau écoulée (mm)	269.50	154.483	128.385	97.821	76.859	18.610

### III.2.2. Etude des crues :

La prédétermination des crues a pour but de relever la crue fréquentielle la plus importante dans le bassin afin de garantir au maximum la sécurité de l'ouvrage.

L'étude des crues nécessite la détermination des paramètres conditionnant le comportement hydrologique tel que :

- Le temps de concentration ;
- La pluie journalière maximale de différente fréquence ;
- La pluie de courte durée de même fréquence.

**III.2.2.1. Détermination des débits de crues :**

Les débits de crues sont calculés par les formules empiriques suivantes :

**a. Formule de TURRAZZA :**

La formule de TURAZZA est couramment utilisée en Algérie, en l'absence de données hydrométrique pour l'estimation des débits maximums.

$$Q_{\%} = \frac{P_{tc} \% \times S \times C_r}{3.6 \times T_c}$$

Avec :  $C_r$  : coefficient de ruissellement de fréquence donnée ;

$S$  : surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ ),  $S=6.8\text{km}^2$  ;

$P_{tc}$  : Pluie de courte durée de fréquence donnée (mm) ;

$T_c$  : temps de concentration (heures),  $T_c= 1.94\text{heures}$ .

Le coefficient de ruissellement est le rapport entre le volume ruisselé et le volume précipité dépend de la topographie, la perméabilité et le couvert végétal, pour les zones urbaines  $0.4 < C_r < 0.9$ .

**Tableau N°(III-16) :** Valeurs des débits de crues par la formule de TURRAZZA de différentes fréquences.

Période de retour (ans)	10	100	1000
fréquence	10	1	0.1
$P_{jmax}$ (%)	43.05	60.85	78.32
$P_{tc}$ (%)	17.85	25.23	32.47
$C_r$	0.50	0.70	0.80
$Q_{max}(\text{m}^3/\text{s})$	8.69	17.20	25.29

**b. Formule de POSSENTI :**

$$Q_{max p\%} = \frac{\mu P_{jmax} \% S}{L_p}$$

Avec :  $P_{jmax}\%$  : pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m) ;

$\mu$  : coefficient compris entre 700 et 800 ( $\mu = 750$ ) ;

$L_p$  : longueur du cours d'eau principal,  $L_p= 4.06\text{Km}$  ;

$S$  : surface de bassin versant,  $S= 6.8\text{Km}^2$ .

**Tableau N° (III-17) :** Résultats du calcul de la formule de POSSENTI.

Période de retour (ans)	10	100	1000
$P_{jmax}$ (%)	43.05	60.85	78.32
$Q_{max}(\text{m}^3/\text{s})$	54.08	86.05	98.38

**c. Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.Cr.P_{tc}}{Tc} . f$$

Avec : S : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>), S=6.8km<sup>2</sup> ;

P<sub>tc</sub> : Pluie de courte durée de fréquence donnée (mm) ;

Cr : coefficient de ruissellement de fréquence donnée ;

t<sub>m</sub> : temps de montée de la crue égal au temps de concentration ;

f : coefficient de la forme de l'hydrogramme égal à 1.04.

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

γ : est évalué en fonction de la taille du cours d'eau, de la perméabilité et de taux de boisement du bassin versant.

**Tableau N° (III-18) : Valeurs de Gamma(γ).**

Description de cours d'eau	γ
Petit cours d'eau et vallons dans les bassins versants dénudée faiblement perméables.	2 - 2.5
Petit cours d'eau dans les bassins versants boisées ou perméables, moyen cours d'eau avec terrasses de lits majeurs normales.	3 - 4
Grands moyen cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 - 7

Source : Benyaiche-S et Chaoufi-H (2008).

Dans notre cas  $\gamma = 2.5 \longrightarrow f = 1.04$

**Tableau N° (III-19) : Valeurs des débits de crues par la formule SOKOLOVSKY de différentes fréquences.**

Période de retour (ans)	10	100	1000
fréquence	10	1	0.1
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	9.11	18.03	26.51
Ptc (%)	17.85	25.23	32.47

*Remarque* : On prend les valeurs obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY qui tient compte des plusieurs paramètres et donne une valeur maximale du débit.

### III.2.2.2. L'hydrogramme des crues :

L'hydrogramme des crues représente la variation des débits d'un cours d'eau en fonction du temps. Il permet de déterminer les caractéristiques de la crue, la forme, le volume, le temps de montées et le temps de descente.

La forme de l'hydrogramme des crues est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY, qui assimile l'hydrogramme à deux équations parabolique, l'une traduisant la montée de la crue qui s'écrit :

$$Q_m = Q_{\max} [t/t_m]^2$$

Et l'autre traduisant la descente, est :

$$Q_t = Q_{\max} [(t_b - t)/t_d]^3$$

Avec :  $t_m$  : temps de montée de la crue qui égale au temps de concentration :

$$t_m = T_c = 1.94 \text{ heures.}$$

$$t_d = \gamma t_m$$

Avec :  $t_d$  : temps de descente,

Selon le tableau N° (III-18) on a choisi la valeur de  $\gamma = 2.5$  :

$$\text{Où : } t_d = 2.5 \times 1.94$$

$$t_d = 4.85 \text{ heures}$$

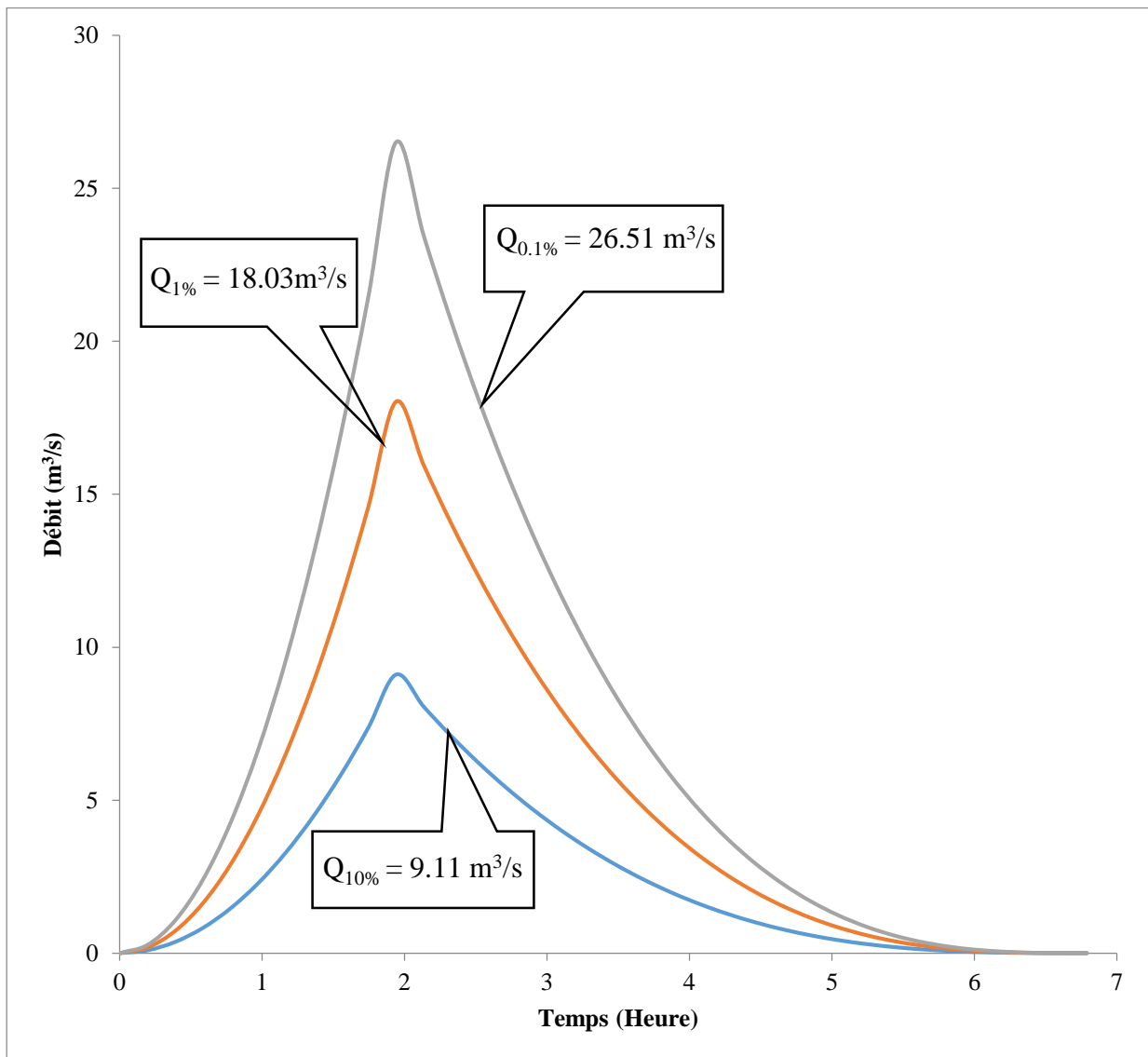
$$t_b = t_m + t_d$$

$$\text{Où : } t_b = 6.79 \text{ heures}$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau N° (III-20).

**Tableau N° (III-20) : Débits de crues pour différentes fréquences : T = 10, 100 et 1000 ans.**

T (heure)	$Q_{10\%}=9.11\text{m}^3/\text{s}$	$Q_{1\%}=18.03\text{m}^3/\text{s}$	$Q_{0.1\%}=26.51\text{m}^3/\text{s}$
0	0	0	0
0.194	0.091	0.180	0.265
0.388	0.364	0.721	1.060
0.582	0.820	1.623	2.386
0.776	1.458	2.885	4.242
0.97	2.278	4.508	6.628
1.164	3.280	6.491	9.544
1.358	4.464	8.835	12.990
1.552	5.830	11.539	16.966
1.746	7.379	14.604	21.473
1.94	9.11	18.03	26.51
2.134	8.060	15.952	23.454
2.328	7.094	14.040	20.643
2.522	6.208	12.287	18.066
2.716	5.400	10.686	15.713
2.91	4.664	9.231	13.573
3.104	3.999	7.915	11.637
3.298	3.400	6.730	9.895
3.492	2.864	5.669	8.336
3.686	2.388	4.726	6.949
3.88	1.968	3.894	5.726
4.074	1.600	3.166	4.656
4.268	1.281	2.535	3.728
4.462	1.007	1.994	2.932
4.656	0.776	1.536	2.258
4.85	0.583	1.154	1.697
5.044	0.425	0.841	1.237
5.238	0.299	0.591	0.869
5.432	0.200	0.396	0.582
5.626	0.126	0.249	0.366
5.82	0.073	0.144	0.212
6.014	0.037	0.074	0.109
6.208	0.016	0.031	0.046
6.402	0.005	0.009	0.014
6.596	0.001	0.001	0.002
6.79	0	0	0



**Figure N° (III-10) :** Hydrogramme des crues.

### III.2.2.3. Choix de la crue de projet :

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues, tableau N° (III-20).

**Tableau N° (III-21) : Quelques critères de choix de la crue de projet.**

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

Source : BOUCETTA-Y(2014).

**Tableau N° (III-22) : Choix de la crue de projet.**

Le risque	Risque faible	Risque moyen	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)+revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max}(0.1\%)$ et $Q_{max}(0.2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Source : BOUCETTA-Y (2014).

Dans ce contexte on est amené à faire un choix, car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue centennale, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

On retient pour ce barrage la crue centennale  $Q_{1\%}=18.03m^3/s$ .

### III.2.3. Etude des apports solides :

Les dépôts solides constitués d'une part des matériaux grossiers et d'autre part des éléments fins transportés en suspension et qui dispose par décantation sur le fond de la rivière dans la réserve (retenue).

L'opération du transport solide dépend de l'étendue du relief du bassin versant, la nature géologique du sol et la résistance à l'érosion et la couverture végétale, et aussi au régime des pluies et des températures.

**a. Formule de TIXERONT :**

Pour l'estimation du taux d'abrasion, nous avons utilisé la formule de TIXERONT (1960) :

$$Ta=75Le^{0.15} \quad \text{pour un sol d'une perméabilité faible} \dots\dots\dots (a)$$

$$Ta=350 Le^{0.15} \quad \text{pour un sol de perméabilité moyenne} \dots\dots\dots (b)$$

$$Ta=1440 Le^{0.15} \quad \text{pour un sol de perméabilité élevée} \dots\dots\dots (c)$$

Où : Ta : Apport solide spécifique moyen annuel en (t/km<sup>2</sup>/an) ou taux d'abrasion ;

Le : Ecoulement annuel en lame d'eau en (mm), (R=Le = 40.80 mm).

D'après l'étude géotechnique, nous avons un sol de perméabilité moyenne donc on applique la formule (b)

$$Ta=350Le^{0.15} \text{ donc } Ta=350 \times 40.80^{0.15}$$

$$\text{Où : } Ta=610.47 \text{ t / km}^2 \text{ / an}$$

Le volume mort se calcule comme suit :

$$Vm = (S \times Ta \times t) / \gamma_s \text{ donc } Vm = (6.8 \times 610.74 \times 20) / 1.6$$

Avec : Vm : volume mort (m<sup>3</sup>) ;

S : superficie du sou bassin versant, S = 6.8 km<sup>2</sup> ;

t : durée de vie de la retenue (année), t = 20 ans ;

$\gamma_s$  : poids spécifique,  $\gamma_s = 1.6 \text{ t / m}^3$ .

$$\text{Où : } Vm= 51889.95 \text{ m}^3 \text{ ou } Vm=0.0519 \text{ hm}^3$$

**b. Formule de Fournier :**

Le transport solide est donné par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \text{ donc } E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{(46.06)^2}{376.87} \right)^{2.65} \left( \frac{94.5^2}{6.8} \right)^{0.46}$$

Avec : Es : érosion spécifique (t / Km<sup>2</sup>/an) ;

Pm : pluie mensuelle du mois le plus pluvieux, Pm = 46.06 mm ;

Pa : pluie moyenne annuelle (mm) Pa = 376.87 mm ;

h= 45% (Hmax - Hmin), h= 94.5m;

Hmax : altitude maximale = 1120 m ;

Hmin : altitude minimale = 910 m ;

S : surface du bassin versant, S= 6.8Km<sup>2</sup>.

$$\text{Où : } Es= 73.60 \text{ t/km}^2 \text{/an}$$

Le volume mort se calcule comme suit :

$$Vm = (S \times Ta \times t) / \gamma_s \text{ donc } Vm = (6.8 \times 73.60 \times 20) / 1.6$$

Avec : Vm: volume mort (m<sup>3</sup>) ;

S : superficie du sou bassin versant, S = 6.8 km<sup>2</sup> ;

t : durée de vie de la retenue (année), t = 20 ans ;

$\gamma_s$  : poids spécifique,  $\gamma_s = 1.6 \text{ t / m}^3$ .

$$\text{Où : } Vm = 6256 \text{ m}^3 \text{ ou } Vm = 0.0063 \text{ hm}^3$$

On choisisse la formule de TIXERONT, puisqu'il est le plus utilise en Algérie.

**III.2.4. Etude de la régularisation :**

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur,

de manière qu'on puisse analyser le bilan apport- besoin.

*Objectif :*

L'étude de la régularisation consiste à définir le volume de la retenue qu'il faut créer pour satisfaire les besoins en eau, la régularisation permet aussi de déterminer les dimensions optimales des ouvrages.

➤ **Les données de bases :**

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique qui est basée sur les données suivantes :

- ✓ Répartition mensuelle de l'évaporation ;
- ✓ Répartition mensuelle de l'infiltration ;
- ✓ Répartition mensuelle des apports moyens mensuels à 80% ;
- ✓ Besoin en eau d'irrigation.

**III.2.4.1. Répartition mensuelle des évaporations, l'infiltration :**

**a. Calcul de l'évaporation :**

Pour calculer le volume d'évaporation en utilisant la formule suivante :

$$V_{ep} = E_s * S_{moy}$$

Avec :  $V_{ep}$  : Volume perdu par évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle ( $m^3$ ).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{moy}$ ), elle est déterminée sur la courbe représentée sur la figure N° (III-12).

**b. Courbe Hauteur /Capacité /Surface :**

C'est la courbe qui nous renseigne sur la variation de la surface de la cuvette et la variation de la capacité en fonction de l'altitude.

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne d'une part les variations des volumes de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau, ce qui permettra de fixer la variation de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation. Les résultats figurent dans le tableau N° (III-24), calculés par la formule suivante :

$$\Delta V = 1/3 \Delta h (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 * S_2})$$

Avec :  $\Delta V$  : Volume partiel de la retenue collinaire en ( $m^3$ ) ;

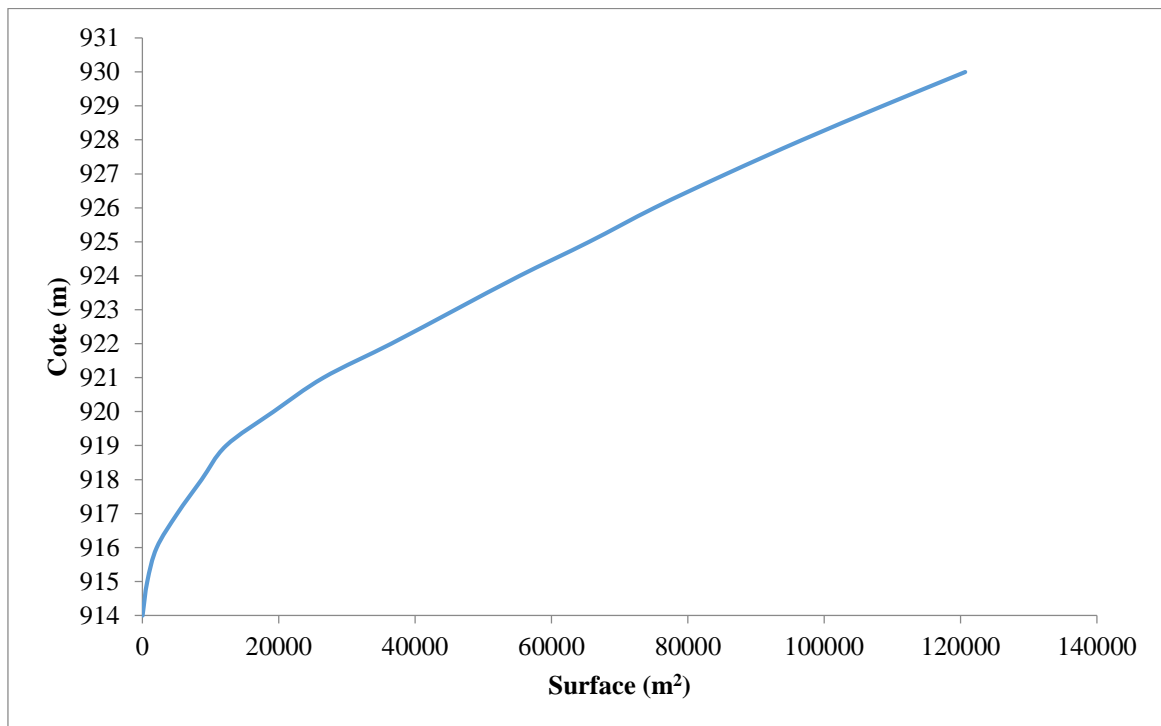
$\Delta h$  : La hauteur entre  $h_n - h_{n+1}$  (m) ;

$S_1$  : Surface partielle 1 ( $m^2$ ) ;

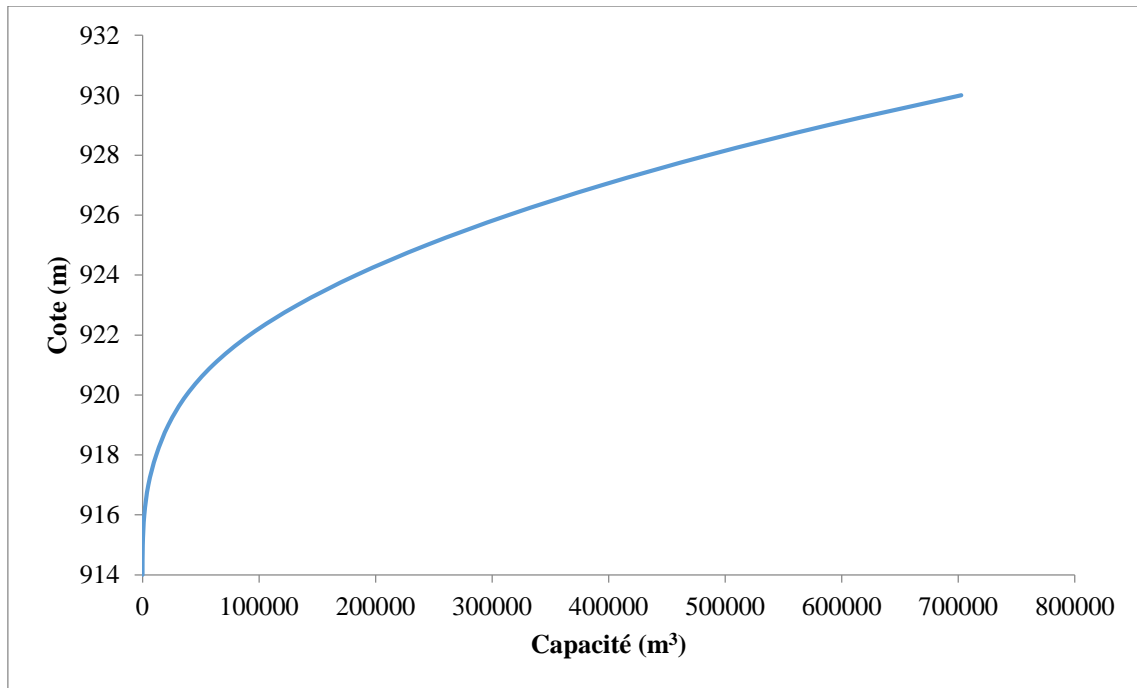
$S_2$  : Surface partielle 2 ( $m^2$ ).

**Tableau N° (III-23) : Variation capacité-hauteur-surface.**

Cote (m)	Hauteur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Vpartiel (m <sup>3</sup> )	V cumule (m <sup>3</sup> )
914	0	0	0	0
915	1	692	230.67	230.67
916	1	2077	1322.62	1553.29
917	1	5090	3472.82	5026.11
918	1	8656	6794.57	11820.67
919	1	12249	10400.65	22221.32
920	1	19193	15591.60	37812.93
921	1	26512	22754.20	60567.12
922	1	36444	31346.60	91913.73
923	1	45859	41061.45	132975.18
924	1	55303	50507.37	183482.55
925	1	65495	60327.21	243809.76
926	1	75055	70220.75	314030.51
927	1	85624	80281.50	394312.01
928	1	96756	91133.32	485445.34
929	1	108554	102598.456	588043.795
930	1	120672	114559.578	702603.373

➤ **Courbe (Cotes – Surfaces) :****Figure N° (III-11) : Courbe (Cotes – Surfaces).**

➤ **Courbe (Cote –Capacité) :**



**Figure N° (III-12) :** Courbe (Cote –Capacité).

Après la réalisation des courbes capacité-hauteur-surface, on peut déterminer les volumes évaporé et infiltré, les résultats récapitulé dans le tableau N° (III-24).

**Tableau N° (III-24) :** Répartition mensuelle des volumes de l'évaporation, de l'infiltration de la zone d'étude.

Mois	Volume d'évaporation (m <sup>3</sup> )	Volume d'infiltration (m <sup>3</sup> )
Sép	2479.99	408.3
Oct	1820.08	343.0
Nov	1385.22	333.9
Déc	1172.67	355.4
Jan	1266.94	426.3
Fév	1444.20	574.3
Mars	2343.11	707.1
Avr	2838.79	792.6
Mai	4295.96	313.8
Juin	5956.69	752.3
Juil	7126.38	637.2
Aout	6076.96	510.3

**III.2.4.2. Répartition des besoins :****Tableau N° (III-25) : Les besoins en irrigation.**

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
<b>Besoin (m<sup>3</sup>)</b>	7560	3024	0	0	0	0	1386	5670	8820	11340	13860	11340

IDIR-K(2012)

**III.2.4.3. Répartition Mensuelle des Apports :****Tableau N° (III-26) : Répartition Mensuelle des Apports a 80%.**

Mois	Volume d'apports		
	(%)	(m <sup>3</sup> )	(Hm <sup>3</sup> )
Sép	7.4628	9444.074	0.009444
Oct	7.0436	8913.696	0.008914
Nov	8.2514	10442.147	0.010442
Déc	11.8588	15007.267	0.015007
Jan	10.4153	13180.478	0.013180
Fév	9.4042	11901.029	0.011901
Mars	11.6361	14725.461	0.014725
Avr	10.7285	13576.884	0.013577
Mai	12.2225	15467.532	0.015468
Juin	4.3879	5552.861	0.005553
Juil	2.4364	3083.223	0.003083
Aout	4.1525	5254.954	0.005255
<b>Total</b>	100.00	126549.606	0.126550

**III.2.4.4. Détermination du volume de la retenue :**

La méthode utilise est celle du bilan hydrique avec :

$$V_{\text{final}} = V_{\text{initial}} + A - B - \Sigma \text{pertes}$$

Avec :  $V_{\text{initial}}$  : Le volume dans la retenue au début du mois ;

A : L'apport moyenne mensuel inter annuel ;

B : Besoin moyenne mensuelle ;

$\Sigma \text{Pertes}$  : La somme des pertes due à l'évaporation et l'infiltration.

$$\Delta V = V_{\text{final}} - V_{\text{initial}}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau N° (III.27).

**Tableau N° (III-27) : Les calculs de la régularisation.**

Mois	Vintial (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Pertes (m <sup>3</sup> )	Besion (m <sup>3</sup> )	Apports (m <sup>3</sup> )	Vfinal (m <sup>3</sup> )	ΔV (m <sup>3</sup> )
Sep	51889.95	920.38	23686.674	2888.295	7560	9444.074	50885.73	-1004.22
Oct	50885.73	920.34	23364.319	2163.080	3024	8913.696	54612.35	3726.62
Nov	54612.35	920.48	24560.563	1719.116	0	10442.147	63335.38	8723.03
Déc	63335.38	921.20	27334.979	1528.071	0	15007.267	76814.57	13479.20
Jan	76814.57	921.60	31594.405	1693.236	0	13180.478	88301.82	11487.24
Fév	88301.82	921.95	35224.373	2018.499	0	11901.029	98184.35	9882.53
Mars	98184.35	922.25	37853.215	3050.214	1386	14725.461	108473.59	10289.25
Avr	108473.59	922.55	40209.452	3631.387	5670	13576.884	112749.09	4275.50
Mai	112749.09	922.68	41188.541	4609.765	8820	15467.532	114786.86	2037.77
Juin	114786.86	922.74	41655.190	6708.992	11340	5552.861	102290.72	-12496.13
Juil	102290.72	922.37	38793.576	7763.580	13860	3083.223	83750.37	-18540.36
Aout	83750.37	921.81	34547.834	6587.264	11340	5254.954	71078.06	-12672.31

- Le volume mort calculé est de l'ordre de 51889.95m<sup>3</sup>.
- Le volume utile dans la retenue d'après l'étude de la régularisation est :

$$V_{\text{utile}} = |\Delta V_{\text{max}^+}| + |\Delta V_{\text{max}^-}| \text{ donc } V_{\text{utile}} = |13479.20| + |-18540.36|$$

$$\text{Où : } V_{\text{utile}} = 32019.56\text{m}^3$$

Donc le volume total dans la retenue est :

$$V_{\text{total}} = V_{\text{mort}} + V_{\text{utile}} \text{ donc } V_{\text{total}} = 51889.95 + 32019.56$$

$$\text{Où : } V_{\text{total}} = 83909.503\text{m}^3$$

- Le niveau normal de la retenue (NNR) est : 921.82 m.

### III.2.5. Etude de laminage des crues :

Le calcul du laminage de crue permet de réduire les dimensions et le coût d'évacuation sans effectuer la sécurité globale de l'aménagement.

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume de crue est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans les tranches disponibles entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q<sub>dév</sub>) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q<sub>ent</sub>). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de

l'hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, et de la capacité d'évacuation du déversoir de crue.

Le mécanisme du laminage peut être traduit rigoureusement par l'équation différentielle suivante :

$$Q_{ent}(t) dt = Q_{dév}(t) dt + A(z) dz.$$

Avec :  $Q_{ent}(t) dt$  : élément de volume entrant ( $m^3/s$ ) ;  
 $Q_{dév}(t) dt$  : élément de volume sortant ;  
 $A(z) dz$  : variation de volume dans la retenue ;  
 $t$  : temps (h) ;  
 $z$  : côte de plan d'eau ;  
 $Q_{dév}$  : débit déversé dans la retenue ;  
 $Q_{ent}$  : débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue ;  
 $A(z)$  : aire de plan d'eau à la côte  $z$ .

### III.2.5.1. Méthode pas à pas :

Comme hypothèse de calcul nous admettons en première approche :

- Un déversoir à profil normal, dont le débit est

$$Q_{dév} = \mu L \sqrt{2g} \cdot H_{dév}^{\frac{3}{2}}$$

Avec :  $\mu$  : Coefficient de débit (0,45 – 0,56), on prend  $\mu = 0,49$  (déversoir profilé);

On prend pour calcul laminage des crues :

- Côte de la retenue normale, NNR= 921.82m ;
- L'hydrogramme de crue (crue de projet 1%) ;
- Courbe (capacité hauteur) ;
- Volume du déversoir ;
- Longueur du déversoir.

Pour les calculs :

- Diviser l'hydrogramme de crue en  $dt$  ;
- Laminage commence avec le remplissage de la cuvette au N.N.R ;
- Calcule du volume entrant dans le réservoir ;

$$Q_{moy} = V_{ent}.dt$$

Avec :  $V_{ent}$  : Le volume entrant dans la retenue ;

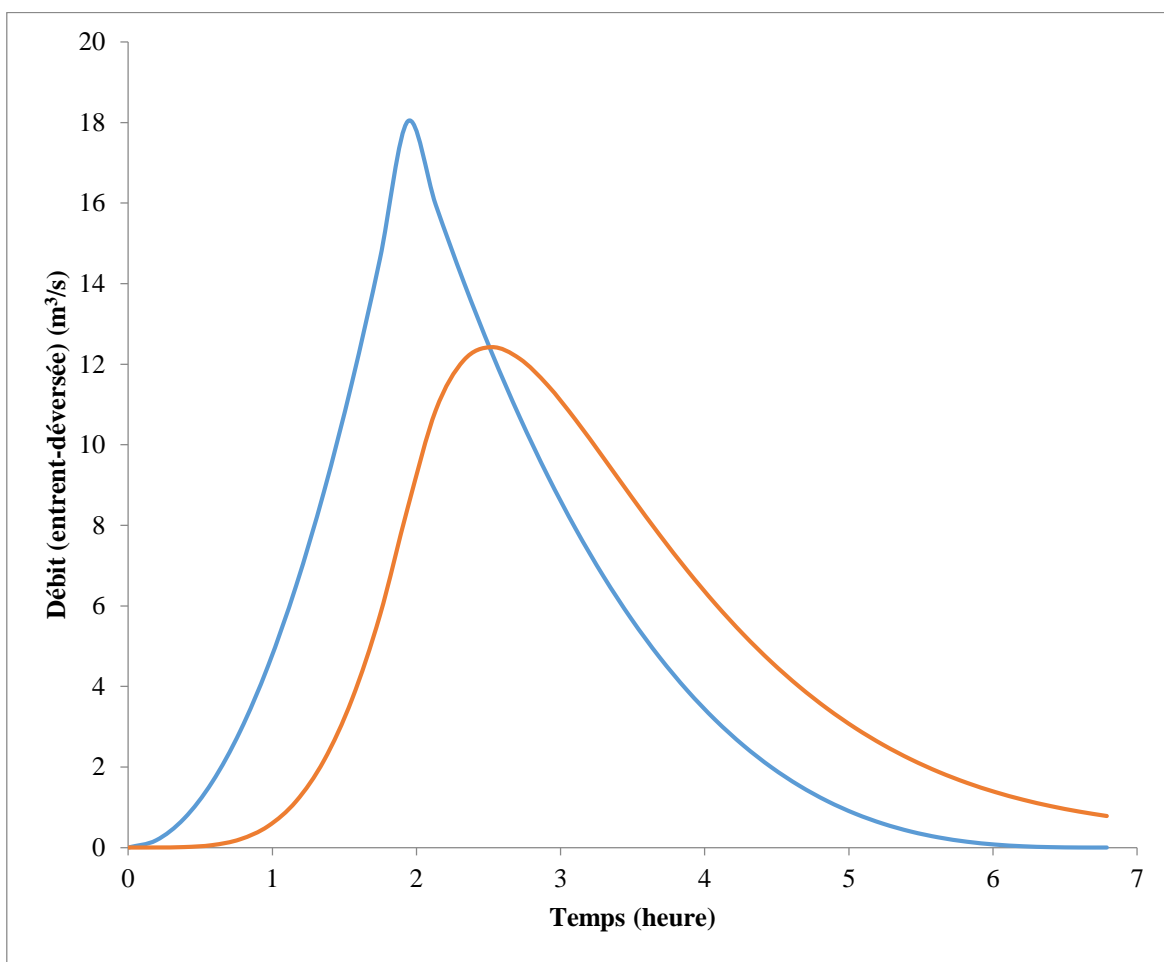
$Q_{moy}$  : Le débit moyen ( $m^3/s$ ) ;

$dt$  : La variation de temps.

- Détermination des côtes à l'aide de courbe (capacité hauteur) ;
- Calcule de débit déversé.

**Tableau N° (III-28) : Laminage de la crue (L = 4 m).**

T(h)	Qentrant (m <sup>3</sup> /s)	Qmoy (m <sup>3</sup> /s)	Ventrant (m <sup>3</sup> )	volume dans la retenue (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	Hdev (m)	Qdev (m <sup>3</sup> /s)	Vdev (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	83909.503	921.817	0	0	0
0.194	0.180	0.090	62.961	83972.464	921.819	0.002	0.001	0.615
0.388	0.721	0.451	314.804	84286.653	921.829	0.012	0.011	7.574
0.582	1.623	1.172	818.490	85097.569	921.853	0.036	0.059	41.286
0.776	2.885	2.254	1574.019	86630.303	921.899	0.082	0.203	142.123
0.97	4.508	3.696	2581.391	89069.571	921.972	0.155	0.530	370.279
1.164	6.491	5.499	3840.606	92539.898	922.076	0.259	1.146	800.038
1.358	8.835	7.663	5351.665	97091.524	922.213	0.396	2.161	1509.351
1.552	11.539	10.187	7114.566	102696.739	922.381	0.564	3.676	2567.270
1.746	14.604	13.072	9129.310	109258.778	922.578	0.761	5.760	4022.910
1.94	18.030	16.317	11395.898	116631.766	922.799	0.982	8.447	5899.321
2.134	15.952	16.991	11866.441	122598.886	922.978	1.161	10.859	7583.952
2.328	14.040	14.996	10473.044	125487.978	923.065	1.248	12.097	8448.888
<b>2.522</b>	<b>12.287</b>	<b>13.163</b>	<b>9193.278</b>	<b>126232.368</b>	<b>923.087</b>	<b>1.270</b>	<b>12.424</b>	<b>8676.743</b>
2.716	10.686	11.487	8022.309	125577.934	923.067	1.250	12.137	8476.316
2.91	9.231	9.959	6955.300	124056.919	923.022	1.205	11.478	8016.567
3.104	7.915	8.573	5987.417	122027.769	922.961	1.144	10.620	7416.687
3.298	6.730	7.322	5113.824	119724.906	922.892	1.075	9.672	6755.001
3.492	5.669	6.199	4329.686	117299.590	922.819	1.002	8.707	6080.784
3.686	4.726	5.198	3630.166	114848.972	922.745	0.928	7.766	5423.969
3.88	3.894	4.310	3010.431	112435.434	922.673	0.856	6.876	4802.027
4.074	3.166	3.530	2465.644	110099.051	922.603	0.786	6.049	4224.509
4.268	2.535	2.851	1990.970	107865.513	922.536	0.719	5.292	3695.966
4.462	1.994	2.265	1581.574	105751.121	922.473	0.656	4.607	3217.796
4.656	1.536	1.765	1232.621	103765.946	922.413	0.596	3.994	2789.406
4.85	1.154	1.345	939.274	101915.814	922.357	0.540	3.449	2408.955
5.044	0.841	0.998	696.699	100203.557	922.306	0.489	2.969	2073.822
5.238	0.591	0.716	500.060	98629.795	922.259	0.442	2.550	1780.914
5.432	0.396	0.493	344.521	97193.403	922.216	0.399	2.186	1526.870
5.626	0.249	0.323	225.248	95891.781	922.177	0.360	1.873	1308.198
5.82	0.144	0.197	137.406	94720.989	922.142	0.325	1.606	1121.368
6.014	0.074	0.109	76.157	93675.778	922.110	0.293	1.379	962.886
6.208	0.031	0.053	36.668	92749.560	922.082	0.265	1.187	829.336
6.402	0.009	0.020	14.103	91934.328	922.058	0.241	1.027	717.418
6.596	0.001	0.005	3.627	91220.536	922.037	0.220	0.893	623.968
6.79	0	0.001	0.403	90596.971	922.018	0.201	0.782	545.966



**Figure N° (III-13) :** Débit entrent et débit déversée en fonction de temps.

**Tableau N° (III-29) : Laminage de la crue (L = 6 m).**

T(h)	Qentrant (m <sup>3</sup> /s)	Qmoy (m <sup>3</sup> /s)	Ventrant (m <sup>3</sup> )	volume dans la retenue (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	Hdev (m)	Qdev (m <sup>3</sup> /s)	Vdev (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	83909.503	921.817	0	0	0
0.194	0.180	0.090	62.961	83972.464	921.819	0.002	0.001	0.922
0.388	0.721	0.451	314.804	84286.346	921.829	0.012	0.016	11.348
0.582	1.623	1.172	818.490	85093.488	921.853	0.036	0.088	61.612
0.776	2.885	2.254	1574.019	86605.895	921.898	0.081	0.301	210.332
0.97	4.508	3.696	2581.391	88976.954	921.969	0.152	0.774	540.560
1.164	6.491	5.499	3840.606	92277.000	922.068	0.251	1.640	1145.703
1.358	8.835	7.663	5351.665	96482.962	922.194	0.377	3.020	2109.179
1.552	11.539	10.187	7114.566	101488.349	922.345	0.528	4.991	3485.594
1.746	14.604	13.072	9129.310	107132.066	922.514	0.697	7.576	5291.403
1.94	18.030	16.317	11395.898	113236.560	922.697	0.880	10.751	7508.495
2.134	15.952	16.991	11866.441	117594.506	922.828	1.011	13.233	9242.251
<b>2.328</b>	<b>14.040</b>	<b>14.996</b>	<b>10473.044</b>	<b>118825.299</b>	<b>922.865</b>	<b>1.048</b>	<b>13.965</b>	<b>9753.249</b>
2.522	12.287	13.163	9193.278	118265.328	922.848	1.031	13.631	9519.625
2.716	10.686	11.487	8022.309	116768.011	922.803	0.986	12.750	8904.289
2.91	9.231	9.959	6955.300	114819.022	922.745	0.928	11.633	8124.147
3.104	7.915	8.573	5987.417	112682.293	922.680	0.863	10.448	7296.712
3.298	6.730	7.322	5113.824	110499.405	922.615	0.798	9.282	6482.567
3.492	5.669	6.199	4329.686	108346.524	922.550	0.733	8.178	5711.692
3.686	4.726	5.198	3630.166	106264.998	922.488	0.671	7.156	4997.956
3.88	3.894	4.310	3010.431	104277.473	922.428	0.611	6.224	4346.749
4.074	3.166	3.530	2465.644	102396.368	922.372	0.555	5.382	3758.969
4.268	2.535	2.851	1990.970	100628.368	922.319	0.502	4.629	3233.103
4.462	1.994	2.265	1581.574	98976.840	922.269	0.452	3.961	2766.334
4.656	1.536	1.765	1232.621	97443.127	922.223	0.406	3.372	2355.144
4.85	1.154	1.345	939.274	96027.256	922.181	0.364	2.857	1995.643
5.044	0.841	0.998	696.699	94728.311	922.142	0.325	2.411	1683.760
5.238	0.591	0.716	500.060	93544.611	922.106	0.289	2.027	1415.358
5.432	0.396	0.493	344.521	92473.774	922.074	0.257	1.699	1186.307
5.626	0.249	0.323	225.248	91512.715	922.045	0.228	1.421	992.541
5.82	0.144	0.197	137.406	90657.580	922.020	0.203	1.189	830.091
6.014	0.074	0.109	76.157	89903.646	921.997	0.180	0.995	695.123
6.208	0.031	0.053	36.668	89245.191	921.977	0.160	0.836	583.961
6.402	0.009	0.020	14.103	88675.333	921.960	0.143	0.706	493.111
6.596	0.001	0.005	3.627	88185.849	921.946	0.129	0.600	419.271
6.79	0	0.001	0.403	87766.981	921.933	0.116	0.515	359.333

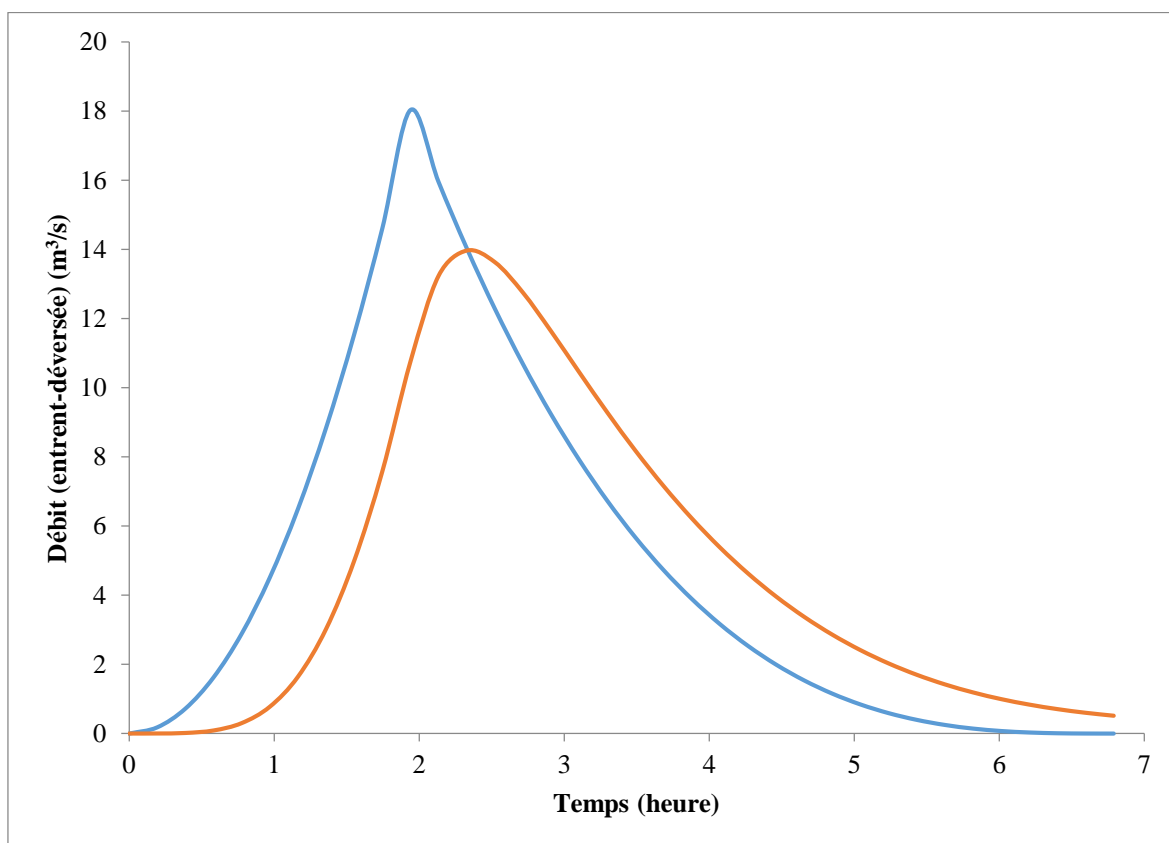
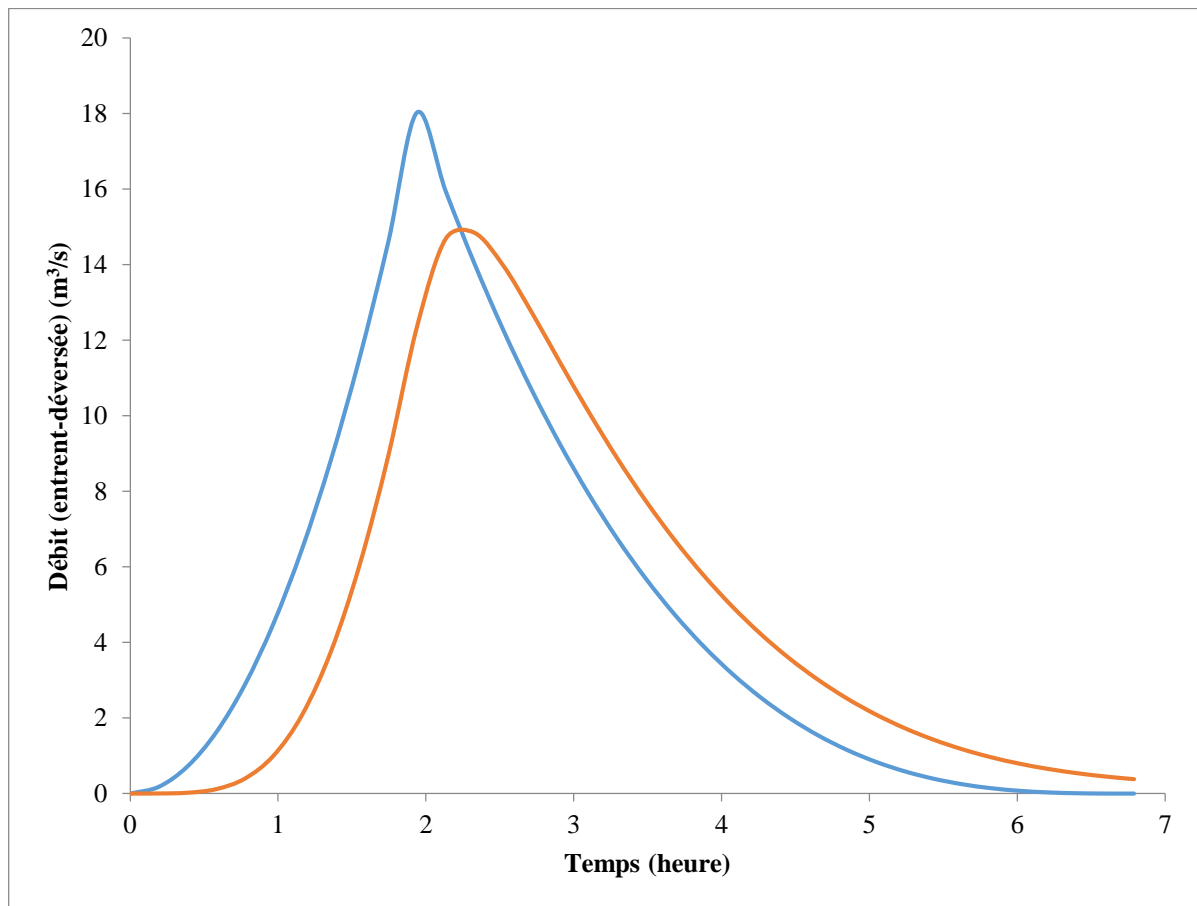


Figure N° (III-14) : Débit entrent et débit déversée en fonction de temps.

Tableau N° (III-30) : Laminage de la crue (L = 8 m).

T(h)	Qentrant (m <sup>3</sup> /s)	Qmoy (m <sup>3</sup> /s)	Ventrant (m <sup>3</sup> )	volume dans la retenue (m <sup>3</sup> )	Cote (m)	Hdev (m)	Qdev (m <sup>3</sup> /s)	Vdev (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	83909.503	921.817	0	0	0
0.194	0.180	0.090	62.961	83972.464	921.819	0.002	0.002	1.229
0.388	0.721	0.451	314.804	84286.039	921.829	0.012	0.022	15.112
0.582	1.623	1.172	818.490	85089.417	921.853	0.036	0.117	81.730
0.776	2.885	2.254	1574.019	86581.706	921.897	0.080	0.396	276.691
0.97	4.508	3.696	2581.391	88886.407	921.967	0.150	1.005	701.551
1.164	6.491	5.499	3840.606	92025.462	922.061	0.244	2.090	1459.318
1.358	8.835	7.663	5351.665	95917.808	922.178	0.361	3.758	2624.918
1.552	11.539	10.187	7114.566	100407.456	922.312	0.495	6.051	4225.694
1.746	14.604	13.072	9129.310	105311.072	922.459	0.642	8.938	6242.168
1.94	18.030	16.317	11395.898	110464.801	922.614	0.797	12.352	8626.561
2.134	15.952	16.991	11866.441	113704.681	922.711	0.894	14.679	10251.905
<b>2.328</b>	<b>14.040</b>	<b>14.996</b>	<b>10473.044</b>	<b>113925.820</b>	<b>922.718</b>	<b>0.901</b>	<b>14.843</b>	<b>10366.214</b>
2.522	12.287	13.163	9193.278	112752.884	922.683	0.866	13.982	9764.763
2.716	10.686	11.487	8022.309	111010.430	922.630	0.813	12.734	8893.700
2.91	9.231	9.959	6955.300	109072.031	922.572	0.755	11.393	7957.108
3.104	7.915	8.573	5987.417	107102.340	922.513	0.696	10.083	7041.668
3.298	6.730	7.322	5113.824	105174.496	922.455	0.638	8.852	6182.538
3.492	5.669	6.199	4329.686	103321.644	922.400	0.583	7.722	5392.707
3.686	4.726	5.198	3630.166	101559.103	922.347	0.530	6.695	4675.530
3.88	3.894	4.310	3010.431	99894.004	922.297	0.480	5.770	4030.080
4.074	3.166	3.530	2465.644	98329.568	922.250	0.433	4.945	3453.487
4.268	2.535	2.851	1990.970	96867.051	922.206	0.389	4.212	2941.980
4.462	1.994	2.265	1581.574	95506.646	922.165	0.348	3.567	2491.368
4.656	1.536	1.765	1232.621	94247.898	922.127	0.310	3.003	2097.278
4.85	1.154	1.345	939.274	93089.893	922.093	0.276	2.513	1755.269
5.044	0.841	0.998	696.699	92031.323	922.061	0.244	2.092	1460.897
5.238	0.591	0.716	500.060	91070.486	922.032	0.215	1.732	1209.764
5.432	0.396	0.493	344.521	90205.243	922.006	0.189	1.428	997.541
5.626	0.249	0.323	225.248	89432.951	921.983	0.166	1.174	819.998
5.82	0.144	0.197	137.406	88750.358	921.963	0.146	0.964	673.036
6.014	0.074	0.109	76.157	88153.479	921.945	0.128	0.791	552.706
6.208	0.031	0.053	36.668	87637.441	921.929	0.112	0.652	455.239
6.402	0.009	0.020	14.103	87196.305	921.916	0.099	0.540	377.067
6.596	0.001	0.005	3.627	86822.864	921.905	0.088	0.451	314.841
6.79	0	0.001	0.403	86508.427	921.895	0.078	0.380	265.427



**Figure N° (III-15) :** Débit entrent et débit déversée en fonction de temps.

#### **Choix de la largeur du déversoir :**

Après les calculs de laminage des crues par trois largeurs du déversoir proposer (tableau N° (III-29)). Notre choix est : une hauteur déversée de 1.05m avec une largeur de 6 m, et un débit de 13.97 m<sup>3</sup>/s.

**Tableau N° (III-31) :** Choix de largeur de déversoir « L ».

L (m)	Hdév (m)	Qdév (m <sup>3</sup> /s)	Vdév (m <sup>3</sup> )
4	1.27	12.42	8676.743
<b>6</b>	<b>1.05</b>	<b>13.97</b>	<b>9753.249</b>
8	0.90	14.84	10366.214

#### **Conclusion :**

Les différents résultats obtenus ont montré que l'apport moyen annuel est estimé à 277440 m<sup>3</sup> et une lame d'eau écoulee égale à 40.80mm/an.

- Le volume solide est estimé à 610.47t/ km<sup>2</sup> / an, le volume mort est égal à 51889.95m<sup>3</sup>.
- La capacité utile est estimée à 32019.55m<sup>3</sup>, le volume total de la retenue est estimé 83909.50m<sup>3</sup>.
- La crue de projet est centennale, elle est de 18.03m<sup>3</sup>/s et correspond à une charge déversant de 1.05 m et une largeur déversant de 6m.

*CHAPITRE IV*  
*ETUDE*  
*TECHNIQUE*

## Introduction :

Simultanément à la recherche des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vue des conditions et contraintes locales. En fait, si l'éventail des barrages est assez large, quelques critères succincts, permettre de classer les barrages en deux catégories :

- Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions), capables de s'adapter à l'éventuel mouvement de leur substratum. Cette catégorie est souvent la mieux adaptée.
- Les barrages rigides en béton, leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que les fondations rocheuses saines et peu déformables.

### IV.1. Choix du type du barrage :

La construction de la digue en matériaux disponibles aux environs du site de la retenue est objective de première importance, la variante en béton est moins avantageuse du fait que la disponibilité des matériaux locaux à proximité du site, ainsi que le choix de la gorge qui nécessitera un volume en béton assez important.

Les conditions topographiques, géologiques et géotechniques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, à ce niveau et vue l'abondance des argiles dans notre site d'étude :

- Notre choix est un barrage en terre homogène c'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables.

### IV.2. Conception de la digue :

#### IV.2.1. Hauteur du barrage :

##### IV.2.1.1. Niveau normal de la retenue :

Le Niveau normal de la retenue est évalué en tenant compte de la capacité de la retenue, et de la tranche morte.

D'après l'étude de la régularisation le niveau normal de la retenue est  $N_{NR} = 921.82$  m.

##### IV.2.1.2. Niveau plus haute d'eau :

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majorée de la charge d'eau sur le déversoir.

- La charge d'eau sur le déversoir :

$$N_{PHE} = N_{NR} + H_{dév} \text{ donc } N_{PHE} = 921.82 + 1.05$$

Où :  $N_{NR}$  : le niveau normal de la retenue, 921.82m ;

$H_{dév}$ : la charge d'eau sur le déversoir en (m),  $H_{dév} = 1.05$ m.

$$N_{PHE} = 922.87 \text{ m}$$

**IV.2.1.3. La revanche :****IV.2.1.3.1. La hauteur de la vague :**

Elle est fonction de la hauteur ( $H_v$ ) des vagues et de la vitesse de propagation des vagues ( $v$ ) dans a retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H_v + \frac{V_v^2}{2g}$$

La hauteur des vagues «  $H_v$  » est déterminée à l'aide des formules suivantes :

**a. Formule de STEVENSON :**

Pour un Fetch :  $F \leq 18$  Km.

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

F : longueur de Fetch en (km),  $F = 0.31$  Km.

$H_v = 0.75$  m

**b. Formule de MOLITOR :**

Pour un Fetch  $F \leq 30$  Km :

$$H_v = 0.75 + 0.032 \sqrt{VF} - 0.27 \sqrt{F}$$

Avec : V : Vitesse de vent mesurée en (Km /h), ( $V = 8.42$  Km /h).

$H_v = 0.65$  m

**c. Formule de MALLET – PAQUANT :**

$$H_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{F}$$

$H_v = 0.68$  m

Les résultats calcul de la hauteur des vagues sont regroupés dans le tableau N° (IV-1).

**Tableau N° (IV-1) : Calcul des hauteurs des vagues.**

Formule	$H_v$ (m)
STEVENSON	0.75
MOLITOR	0.65
MALLET – PAQUANT	0.68

On obtenue une hauteur de vague par la formule de STEVENSON :  $H_v = 0.75$  m.

**IV.2.1.3.2. La vitesse de propagation des vagues :**

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard.

$$V_v = 1.50 + 2 H_v$$

Avec :  $H_v$  : Hauteur des vagues (m).

Où :  $V_v = 3$  m/s.

Donc, la revanche minimale sera :

$$R = 1.21 \text{ m.}$$

On peut également estimer la revanche par la formule simplifiée suivante :

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

Où :  $R = 1.17$  m

Cette valeur est la valeur minimale qu'on peut considérer dans le dimensionnement du barrage (source technique des barrages en aménagement rural).

Toutefois il est prudent d'adopter une valeur minimale de la revanche de 1.25 m pour notre barrage.

#### IV.2.1.4. La hauteur totale de la digue :

La hauteur totale de la digue  $H_t$  sera égale à la hauteur normale de la retenue, de la charge maximale au-dessus du seuil de déversoir de crue et de la revanche.

$$H_t = \text{NNR} - \text{Nb} + \text{Hdév} + \text{R}$$

Où :  $H_t$  : la hauteur totale de la digue en (m) ;

NNR : le niveau normal de la retenue,  $\text{NNR} = 921.82\text{m}$  ;

Nb : le niveau de base de fondation de la retenue,  $\text{Nb} = 914\text{m}$  ;

Hdév : la hauteur d'eau déversée,  $\text{Hdév} = 1.05\text{m}$  ;

R : la revanche en (m).

Où :  $H_t = 10.12\text{m}$  on prend une valeur égale à  $10.20\text{m}$

#### IV.2.2. La largeur en crête :

La largeur en crête d'un barrage en terre doit être suffisante afin qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans la retenue.

Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage, et ultérieurement pour son entretien.

On calcule également la largeur en crête à l'aide des formules suivantes :

##### a. Formules de KNAPPEN :

$$B_{cr} = 1.65\sqrt{H_t}$$

Avec :  $B_{cr}$  : largeur en crête du barrage en m.

$H_t$  : la hauteur totale de la retenue en m.

Où :  $B_{cr} = 5.27\text{ m}$

##### b. Formule de PREECE :

$$B_{cr} = (1.1\sqrt{H_t}) + 1$$

Avec :  $B_{cr}$  : largeur en crête du barrage en m ;

$H_t$  : la hauteur totale du barrage en m.

Où :  $B_{cr} = 4.51\text{ m}$

##### c. Formule pratique :

$$B_{cr} = 5/3 \sqrt{H_t}$$

Où :  $B_{cr} = 5.32\text{m}$

##### d. Formule simplifiée :

$$B_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{H_t} - 3$$

Où :  $B_{cr} = 4.81\text{m}$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont reprisés ci-après :

**Tableau N° (IV-2) : Résultats des Calculs de la largeur en crête.**

Formules	Largeur en crête $B_{cr}$ (m)	Valeurs adaptées
<b>KNAPPEN</b>	5.27	5
<b>PREECE</b>	4.51	
<b>Pratique</b>	5.32	
<b>simplifiée</b>	4.81	

Dans notre cas on prend une largeur en crête égale à 5 m.

#### IV.2.3. Les pentes des talus :

Les pentes des talus du barrage en terre sont fixées par les conditions de la stabilité mécanique du massif et ses fondations, le tableau ci-après donne quelques valeurs qui devront être confirmées par une étude de stabilité.

**Tableau N° (IV-3) : Variation des pentes des talus en fonction de la hauteur de la digue et le type de barrage.**

Hauteur de la digue en (m)	Type de barrage	Pente du talus	
		amont	aval
3 à 5	- Homogène	1/2.5	1/2
	- Zoné	1/2	1/2
5 à 10	- Homogène à granulométrie étendue	1/2	1/2
	- Homogène à forte pourcentage d'argile.	1/2.5	1/2.5
	- Zoné	1/2	1/2
10 à 20	- Homogène à granulométrie étendue	1/2.5	1/2
	- Homogène à forte pourcentage d'argile.	1/3	1/2.5
	- Zoné	1/2.5	1/2.5
20m et plus	- Homogène à granulométrie étendue	1/3	1/2.5
	- Homogène à forte pourcentage d'argile.	1/3.5	1/2.5
	- Zoné	1/3	1/3

Source : BOUCETTA-Y

Pour notre cas on a une digue en terre homogène à fort pourcentage d'argile qui a une hauteur :  $H_t = 10.20m$ .

Donc on prend : pour le talus amont  $m_1=3$ ; et pour le talus aval  $m_2=2.5$ .

### IV.3. Protection de la digue :

#### IV.3.1. Protection de la crête :

Pour la sécurité de la crête de la digue contre d'éventuelle fissuration, causé par des agents atmosphériques, il y'a lieu de la protéger par l'utilisation d'une couche bitumineuse de 0.15m.

#### IV.3.2. Protection des talus :

La protection des talus est très importante car les digues en terre sont sensible à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux phénomènes de renard provoquer par le

ressuyage des eaux de saturation du barrage, et a l'attaque des vagues, donc on doit prévoir une protection des talus.

#### IV.3.2.1. Talus aval :

La protection la plus économique consiste à semer le gazon des talus, directement après l'achèvement des travaux de terrassement, on recouvert le talus d'une couche varie de 5à10cm de terre végétale.

#### IV.3.2.2. Talus amont :

Le battillage est en générale le seule risque qui attaque le talus amont, ce talus est exposé aux vagues, donc pour la protection on prévoit un enrochement en vrac de type rip-rap, avant de poser les pierres on doit placer une couche drainante de gravier et de sable de 30cm environ formant un filtre.

Pour déterminer l'épaisseur d'enrochement il y a deux méthodes :

##### 1<sup>er</sup> Méthode :

En utilisant le tableau N° (IV-4), pour déduire l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement:

**Tableau N° (IV-4) :** Hauteur des vagues en fonction de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement.

Hauteur des vagues $H_v$ (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D50% minimum (m)
0.00 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.60	0.40	0.25
0.60 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

Donc :  $E_{min} = 0.45m$  ;  $D50\%_{min} = 0.30 m$

##### 2<sup>ème</sup> méthode :

Le dimensionnement des enrochements peut être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues  $H_v$  et de leur vitesse de propagation  $V_v$ , par la formule suivante :

$$e = c \cdot (V_v)^2$$

Où :  $e$  : épaisseur (minimale) de l'enrochement (m) ;

$v$  : vitesse de propagation des vagues :  $V_v = 3m/s$  (GAILLARD) ;

c : coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\gamma$  des matériaux d'engrochement, la valeur de c est donnée par le tableau suivant :

**Tableau N° (IV-5) :** Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques.

Pentes des talus	Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques		
	$\gamma = 2.5$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.8$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau :  $c = f(\gamma = 2.5 \text{ et } m = 3)$

$$c = 0.028$$

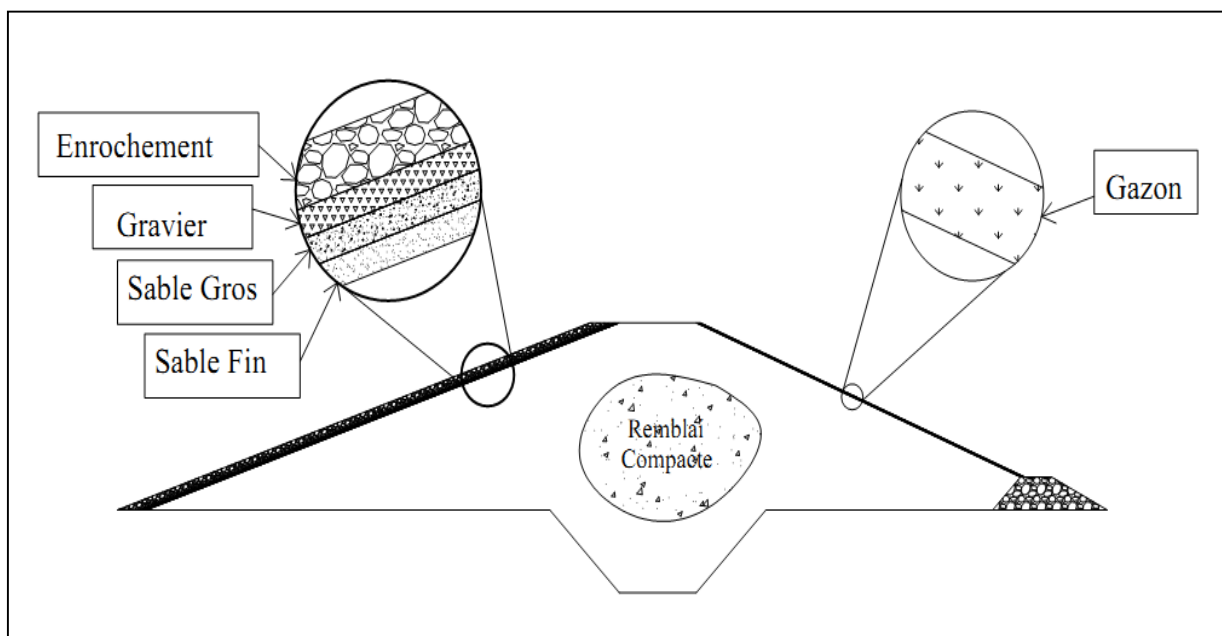
$$e = c \cdot (Vv)^2$$

$$e = 0.252 \approx 0.30\text{m} = 30\text{cm}$$

**Tableau N° (IV-6) :** Les différentes méthodes de calcul d'épaisseur.

Méthodes	Epaisseur de la couche d'engrochement e(m)	Diamètre de la pierre Dp(m)
1	0.450	0.300
2	0.300	/

On prend :  $e = 0,450\text{m}$ ,  $D_p = 0,300\text{m}$



**Figure N° (IV-1) :** Protection des talus amont par engrochement rip-rap, l'échelle (1/500).

### IV.3.3. Dispositif de protection contre les effets de l'eau :

Sous l'effet de la charge hydraulique à l'amont du barrage l'eau s'infiltré progressivement dans le massif du barrage et dans sa fondation, ce qui provoque un danger permanent pour la digue.

Pour lutter contre ce phénomène, notre digue doit être équipée par un dispositif de drainage et qui est le prisme de drainage.

#### IV.3.3.1. Prisme de drainage :

C'est un organe qui permet d'évacuer les eaux provenant du massif en terre, il est équipé d'un filtre qui permet de bloquer la migration des particules fines. Il permet de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

##### IV.3.3.1.1. Dimensionnement du prisme de drainage :

Le dimensionnement du prisme de drainage se fait de la manière suivante :

###### a. Largeur de prisme :

La largeur de la berme ( $b_{ber}$ ) est généralement fixée en fonction des engins utilisés pour sa réalisation.

$$b_{ber} \geq 3.00$$

Pour les petits barrages cette largeur peut être plus petite pour des raisons économiques.

$$b_{ber} = 0.50 \text{ à } 2.00 \text{ m}$$

On prend  $b_{ber} = 2\text{m}$

###### b. Hauteur de prisme :

La hauteur du prisme de drainage ( $h_{dr}$ ) dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons fixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante :

$$h_{pr} = (0.15-0.20)H_t$$

Avec :  $H_t$  : Hauteur totale du barrage.

$h_{pr} = (1.53-2.04) \text{ m}$  on prend une hauteur du prisme  $h_{pr} = 1.80\text{m}$ .

###### c. La pente du talus amont

Elle est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très important dans la quantification du débit d'infiltration. Habituellement elle est fixée comme suite :

$$m_{d \text{ Amont}} = (1.00 \text{ à } 1.50)$$

On prend  $m_{d \text{ Amont}} = 1$

**d. la pente du talus aval.**

La pente aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement. Elle est généralement fixée comme suite :

$$m_{d \text{ Aval}} = (1.25 \text{ à } 2.00)$$

On prend  $m_{d \text{ Aval}} = 2$

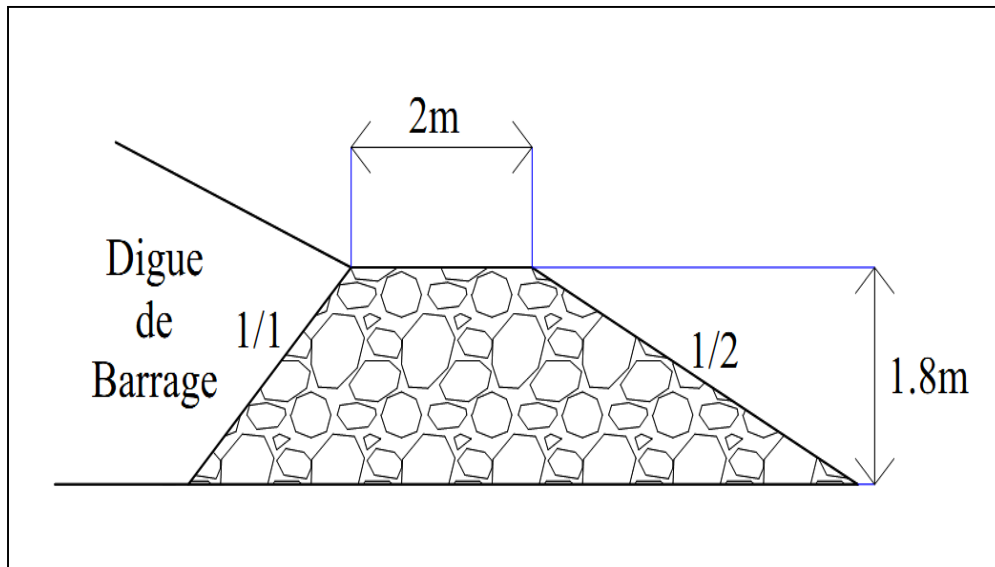


Figure N° (IV-2) : Prisme de drainage, l'échelle (1/100).

**IV.3.3.2. Calcul des filtres (couche de transition) :**

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée. Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage (zone de transition entre le prisme de drainage et la digue) ;
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges).

➤ Zone de transition :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

**a. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

$D_{15}$  : Diamètre du sol protégeant ;

$d_{15}$  : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

$$d_{15} = 0.0083\text{mm} ;$$

$$d_{50} = 0.02\text{mm} ;$$

$$d_{85} = 0.13\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.2016\text{mm} ;$$

$$D_{50} = 0.52\text{mm}.$$

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable gros et fin d'épaisseur de chacune 10cm ou bien une couche de géotextile (tissus non tissés);
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur de 10cm ;

#### IV.4. Ligne de saturation :

La ligne de saturation est une parabole qui sa position séparée la partie sèche de la digue et celle qui est saturée en eau. Pour tracer la ligne de saturation, on utilise la méthode graphique p de «Kosney», cette dernière est déterminée par l'équation:

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2$$

Et :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec : h : Hauteur du niveau normale de la retenue, h=7.82 m ;

d : Distance horizontale entre l'axe « y » et la verticale qui passe au point 0,7b , donc  
d = 38.38m ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

Donc :  $y_0 = 0.79\text{m}$

Où :  $y^2 = 1.58x + 0.62$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau N° (IV-7).

**Tableau N° (IV-7) : Les coordonnées de la parabole.**

<b>x</b>	0	2	4	6	8	10	12	14	15	20	25	30	31
<b>y</b>	0.790	1.944	2.634	3.178	3.641	4.052	4.425	4.769	4.932	5.676	6.334	6.930	7.043

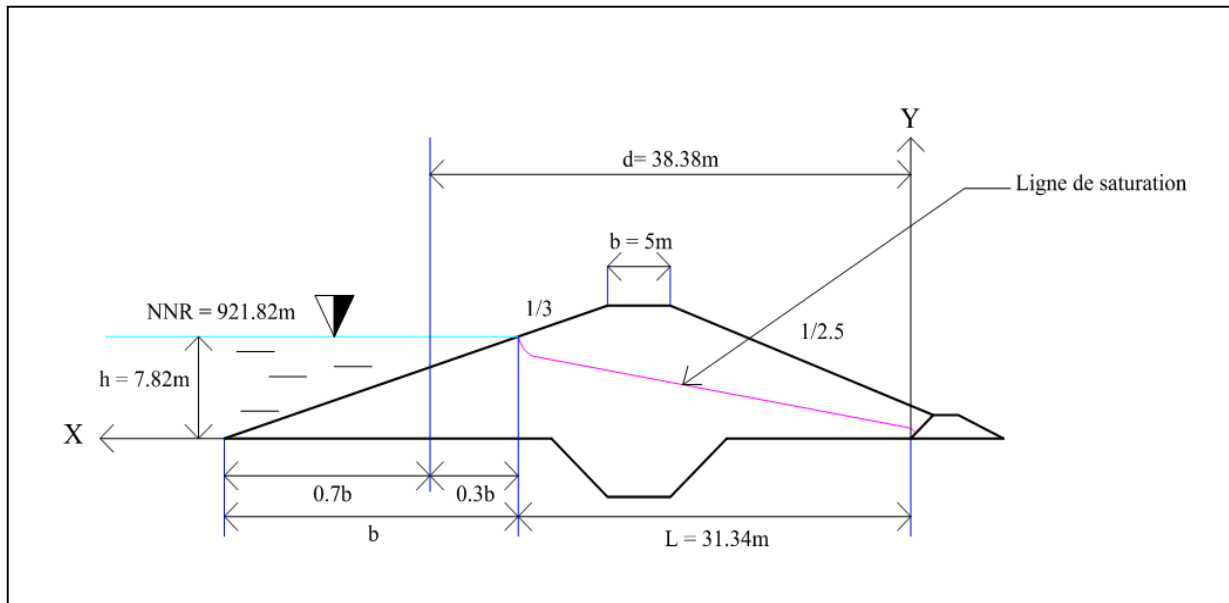


Figure N° (IV-3) : La ligne de saturation, l'échelle (1/500).

#### IV.5. Calcul d'infiltration à travers la digue :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses fondations est créée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et le problème d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne de saturation dans le massif du barrage, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

##### IV.5.1. Débit de fuite :

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui-ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène, le débit de fuite est donné par :

$$Q_{\text{Fuit}} = Q_d + Q_F$$

Avec :  $Q_d$  : Débit de fuite à travers la digue ;

$Q_F$  : Débit de fuite à travers la fondation.

##### IV.5.1.1. Débit de fuite à travers la digue :

Il est calculé par la formule de Dupuit :

$$Q_d = \frac{K \cdot (H_1^2 - y_0^2)}{2L}$$

Avec :  $K$  : Perméabilité des matériaux constituant la digue,  $2.23 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  ;

$H_0$  : Quand il n'y a pas l'eau dans le talus aval  $y_0 = 0.79 \text{ m}$  ;

$L$  : Distance horizontale entre l'axe « y » et la verticale qui passe au point  $0.3b$ ,  $L = 31.34 \text{ m}$  ;

$H_1 = h$  :  $h$  : Hauteur du niveau normale de la retenue,  $h = 7.82 \text{ m}$ .

Où :  $Q_d = 2,15 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/mL}$

#### IV.5.1.2. Le débit à travers la fondation :

Dans notre cas on a la fondation du barrage est imperméable (les argiles rouges dominantes du substratum de fondation de la digue, sont totalement imperméable  $10^{-10}$ (m/s)

#### IV.6. Phénomène de « renard » :

La circulation d'eau d'infiltration au sein du barrage et les fondations mis en danger la stabilité de l'ouvrage ou elle crée un phénomène de « renard », dont le processus est le suivant :

On note facilement que le sol n'est pas stable dès que le gradient hydraulique obtient en dépasse la valeur critique  $\gamma_i/\gamma_w$  rapport du poids volumique immergé de terrain au poids volumique de l'eau.

Les grains en surface sont alors entraînés, les grains situés en dessous, ne supportant plus le poids des grains supérieurs sont entraînés, à leur tour, il se forme ainsi un petit tunnel ou la circulation d'eau est aisée. La percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique moyen augmente.

Le phénomène a tendance à s'amplifier jusqu'à ce que le renard débouche dans la retenue à amont. A ce moment-là, il se forme une fuite brutale et importante causant un accident grave pouvant même amener la ruine complète du barrage. Ce genre de rupture peut se produire au bout de plusieurs années d'exploitation apparemment normale.

On voit que le danger est d'autant plus grand que le risque d'entraînement des grains est élevé, plus les grains sont de petit diamètre, plus ils sont facilement entraînés et ceci d'autant plus qu'ils sont moins collés les uns aux autres par la cohésion. Les sols les plus dangereux sont dans les silts fins.

On voit également que le risque est directement en fonction du gradient de potentiel. Comme la hauteur « H » d'eau à l'amont du barrage c'est imposé. C'est la longueur « L » des cheminements qui est le paramètre essentiel.

LANE désigne les cheminements verticaux de longueur  $L_V$  et les cheminements horizontaux de longueur  $L_H$  la règle de LANE exprimé la condition pour qu'un renard ne se forme pas elle s'écrit :

$$L_V + \frac{1}{3}L_H \geq CH$$

Avec :  $L_V$  : cheminements verticaux,  $L_V = 7.82\text{m}$  ;

H : cheminements horizontaux,  $L_H = 31.34\text{m}$  ;

C : coefficient dépend de la nature du terrain,  $C = 1.8$ .

Où :  $18.27 \geq 14.08$ , donc la condition est vérifiée et le phénomène de renard il n'existe pas.

## IV.7. Calcul de stabilité :

### IV.7.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

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

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes telles que FELLENIUS (1939) ; TAYLOR (1948), BISHOP (1955) ; MORGENSTERN et RICE (1965) ; SPENCER (1967) ; JANBU (1973) ; SHARMA (1979). (CIGB ,1986). On utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) par l'élément finis qui est de calcul en rupture circulaire en utilisant le logiciel de Slide (version 6.025).

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

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

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

#### ✓ **Le glissement des talus :**

Il existe plusieurs types :

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

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

#### ✓ **L'instabilité mécanique en fondation.**

##### IV.7.1.1. La méthode des éléments finis

Lorsque le comportement du sol est modélisé de façon non linéaire et irréversible, les méthodes de résolution numérique les plus fréquemment utilisées dans la pratique sont : la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis discrétise le milieu continu, en lui attribuant un nombre fini de degré de liberté et c'est seulement dans un second temps qu'elle impose, en moyenne, les lois de conservation et de comportement. Les équations algébriques qui régissent le problème émergent ainsi suite à la discrétisation initiale.

L'expérience montre que dans nombreux cas géotechniques, la méthode des éléments finis est plus performante et plus précise que la méthode des différences finies, *IHCENE-L(2008)*.

##### IV.7.1.2. Présentation du code éléments finis :

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder

l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées.

Nous avons donc volontairement choisi d'utiliser un logiciel commercial pour résoudre les applications géotechniques par la méthode des éléments finis.

#### **IV.7.1.3. Présentation du Slide :**

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Slide est un programme de stabilité de la pente d'équilibre limite 2D, pour déterminer le facteur de sécurité des surfaces de défaillance circulaire et non circulaire dans les pentes de roche ou de sol. La glissière comprend également des capacités d'analyse d'infiltration des eaux souterraines à l'état statique et transitoire.

#### **IV.7.2. Le facteur de sécurité :**

##### **IV.7.2.1. Notion de coefficient de sécurité :**

L'analyse de la stabilité consiste généralement sur une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

- Le poids propre du massif ;
- Les réactions du sol le long de la surface de rupture ;
- Les pressions interstitielles ;
- Eventuels chargements extérieurs.

##### **IV.7.3. Calcul du facteur de sécurité :**

Le facteur de sécurité concernant la résistance au cisaillement d'un sol est défini comme étant le rapport de la résistance au cisaillement disponible et la résistance au cisaillement exigée pour l'équilibre.

$$F_s = \frac{\text{Forces stabilisatrice}}{\text{Force de glissement}}$$

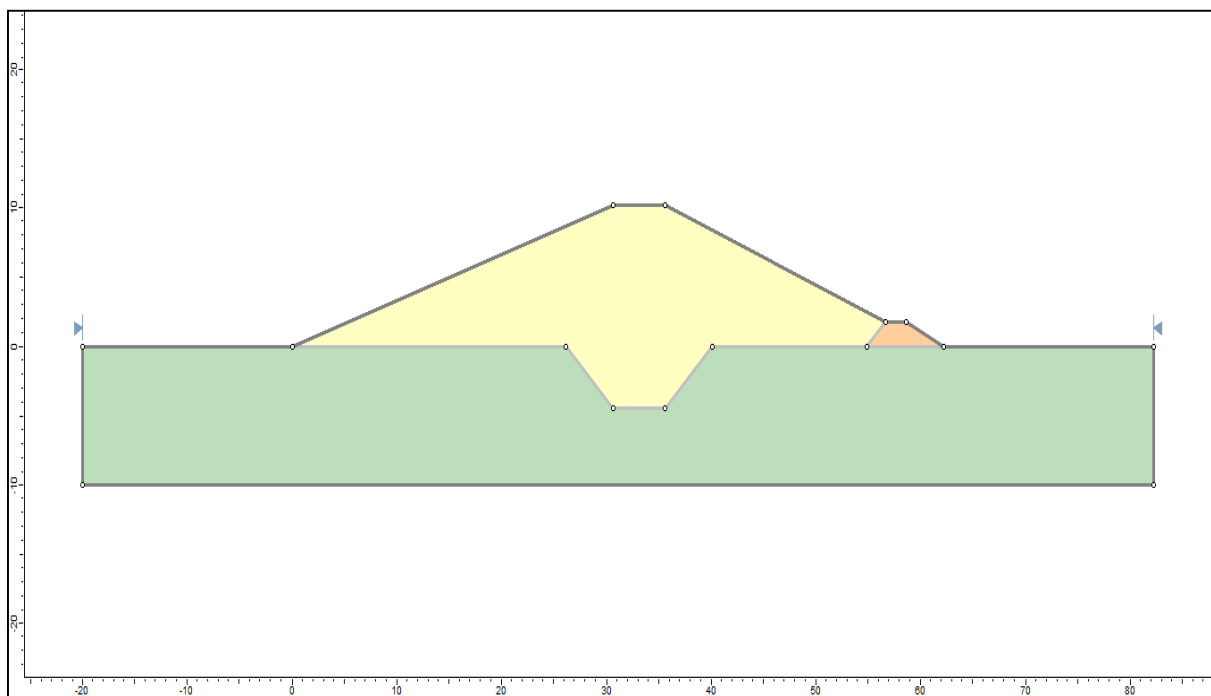
➤ Les factures géotechniques :

**Tableau N° (IV-8) : Les factures géotechniques.**

Localisation	Factures	symbole	Valeur	Unité
<b>La digue</b>	Densité saturation	$\gamma_{sat}$	18	kN/m <sup>3</sup>
	Densité sèche	$\gamma_d$	15	kN/m <sup>3</sup>
	Cohésion	C	39.25	kN/m <sup>2</sup>
	Angle de frottement	$\varphi$	19	°
<b>Fondation</b>	Densité saturation	$\gamma_{sat}$	14.82	kN/m <sup>3</sup>
	Densité sèche	$\gamma_d$	13.3	kN/m <sup>3</sup>
	Cohésion	C	63.5	kN/m <sup>2</sup>
	Angle de frottement	$\varphi$	17	°

Coefficient de sismicité dans notre zone d'étude : 0.13.

#### IV.7.4. Calcul de la stabilité avec slide :



**Figure N° (IV-4) : Modalisation de la digue sur Slide.**

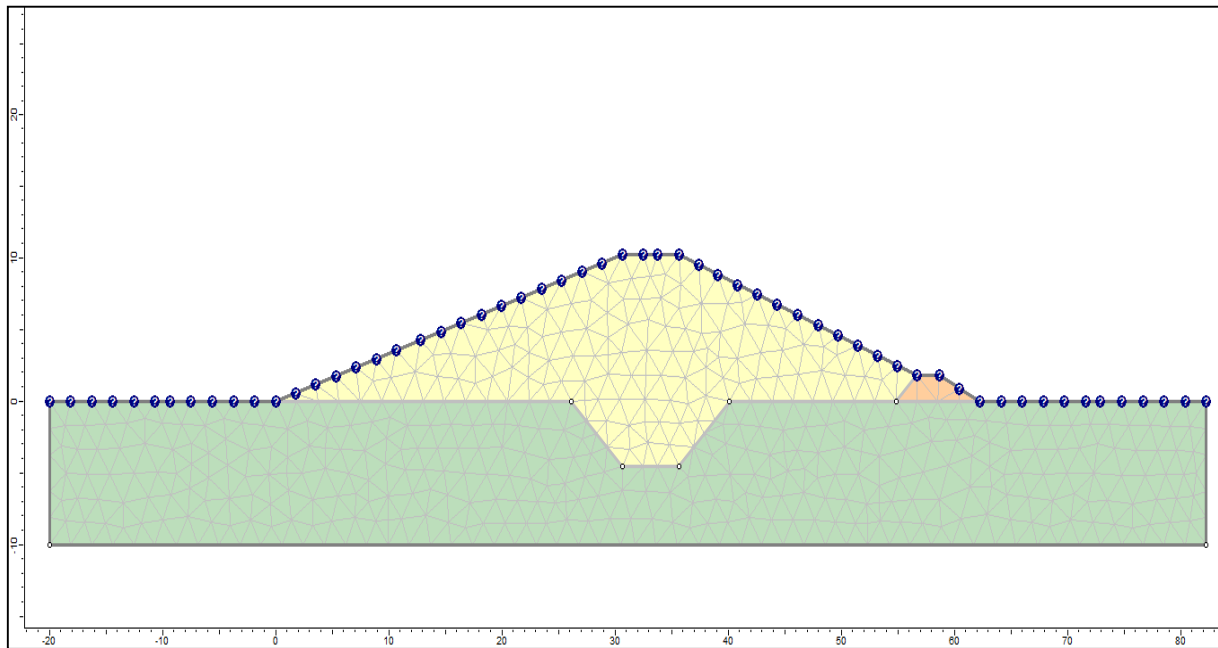


Figure N° (IV-5) : Le maillage proposé pour le calcul de facteur de sécurité.

#### IV.7.4.1. Cas les plus défavorables :

##### A. Cas de fin de construction :

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres.

##### a. Talus amont (sans séisme) :

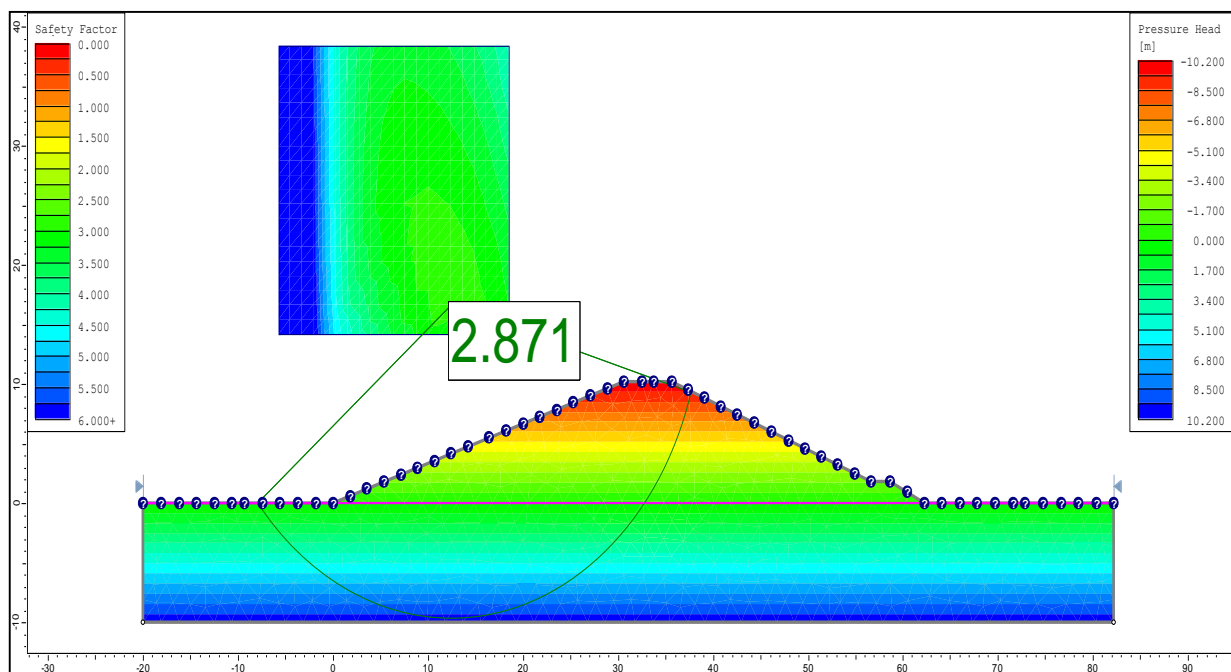
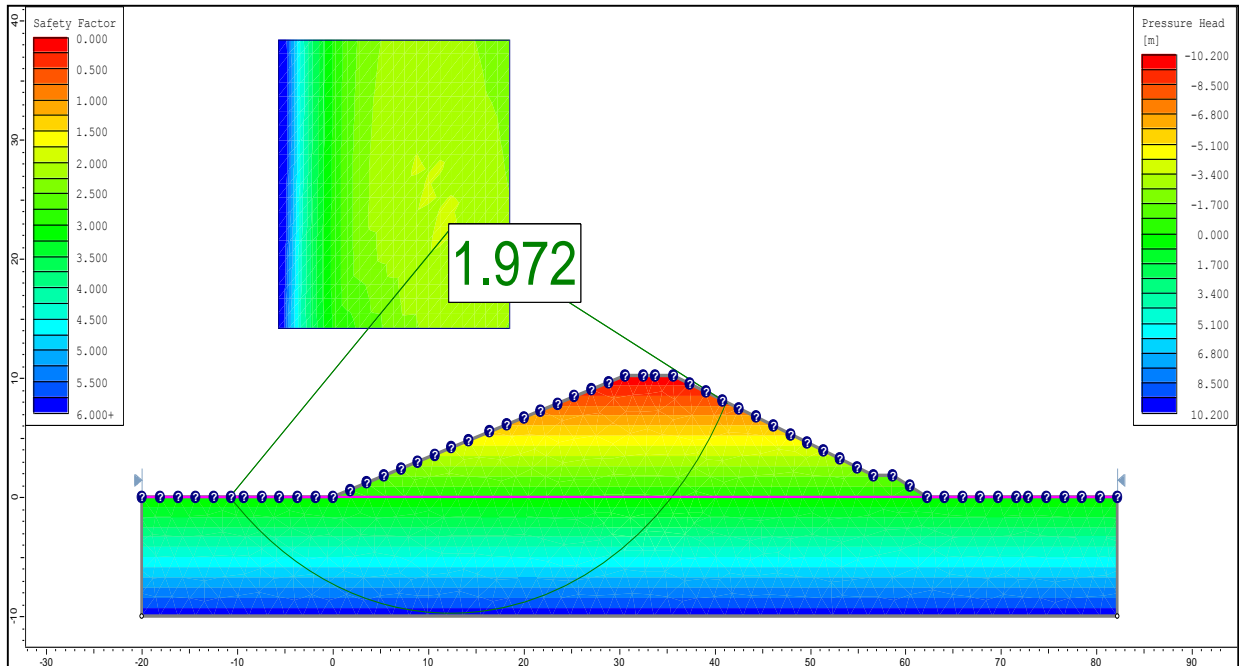


Figure N° (IV-6) : Facteur de sécurité de talus amont (sans séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{ss} = 2.871$ .

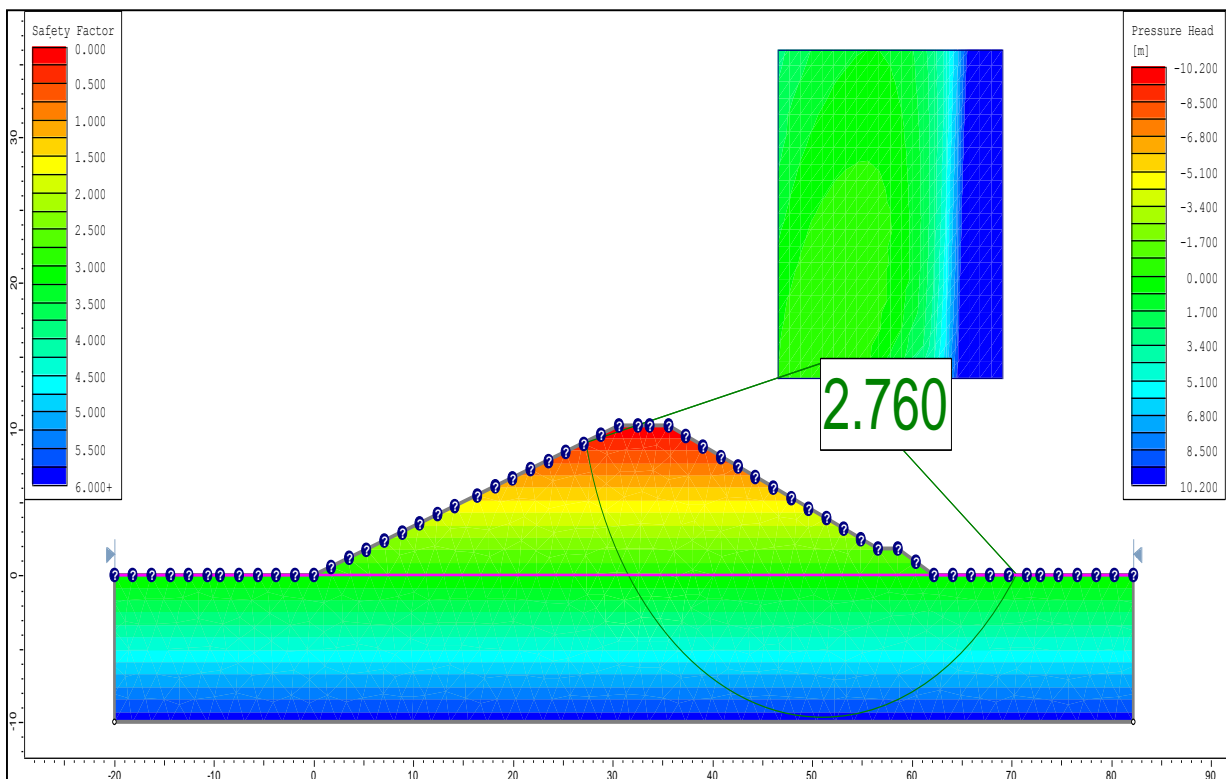
**b. Talus amont (avec séisme) :**



**Figure N° (IV-7) : Facteur de sécurité de talus amont (avec séisme).**

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{as}=1.972$ .

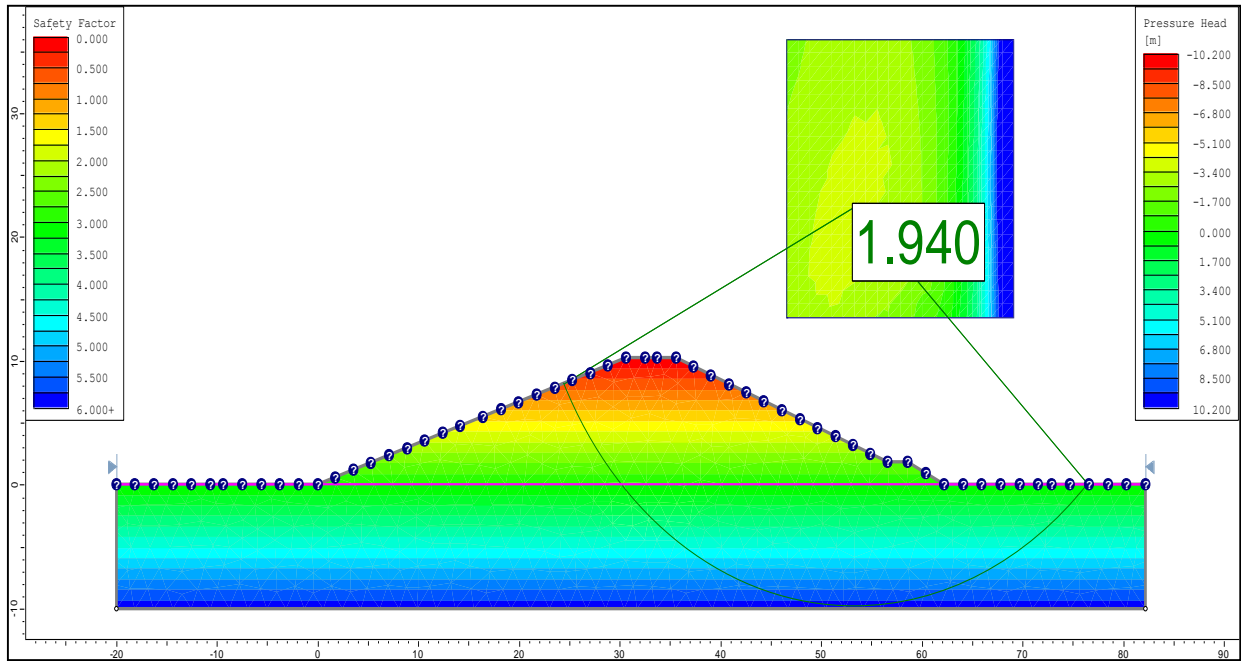
**c. Talus aval (sans séisme) :**



**Figure N° (IV-8) : Facteur de sécurité de talus aval (sans séisme).**

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{ss}=2.76$ .

**d. Talus aval (avec séisme) :**



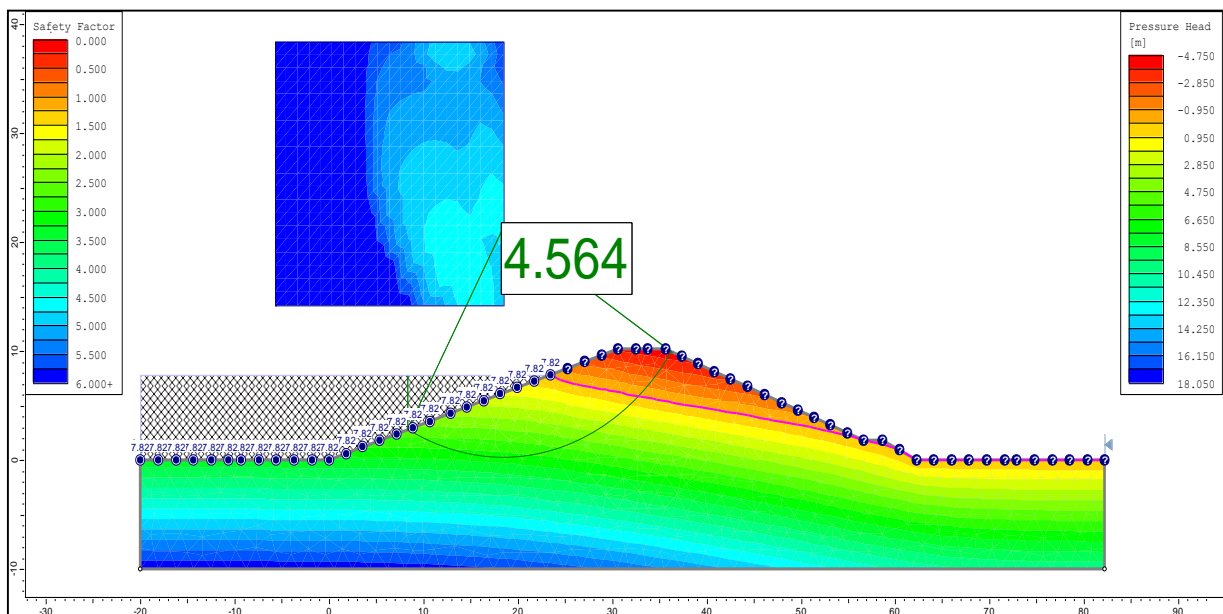
**Figure N° (IV-9) : Facteur de sécurité talus aval (avec séisme).**

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{as}=1.940$ .

**B. Cas de barrage a retenue pleine :**

L'état de charge "opération ou exploitation" se produit dans la digue et la fondation une fois que la digue a été terminée, à passer ensuite un temps appréciable depuis son arrêt et se sont dissipées les pressions de pores de consolidation apparues pendant la construction ; en outre, le réseau d'écoulement est formé à travers le corps de la digue et de la fondation.

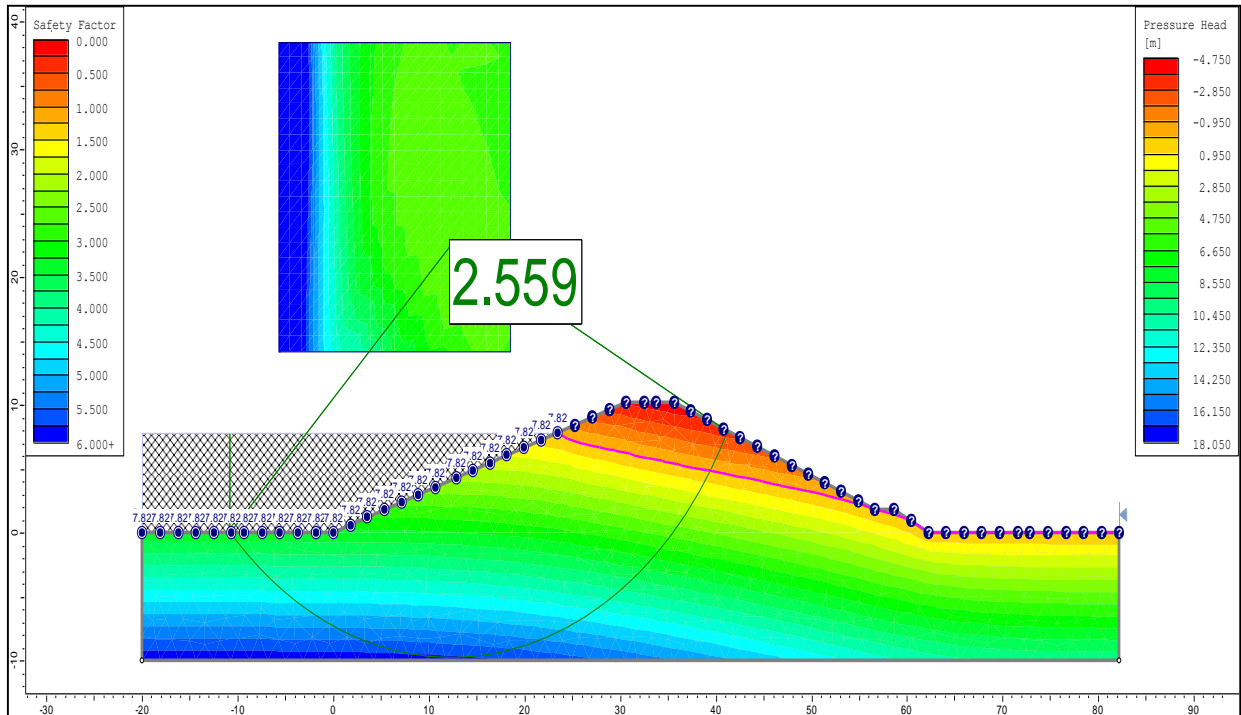
**a. Talus amont (sans séisme) :**



**Figure N° (IV-10) : Facteur de sécurité de talus amont (sans séisme).**

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{ss}=4.564$ .

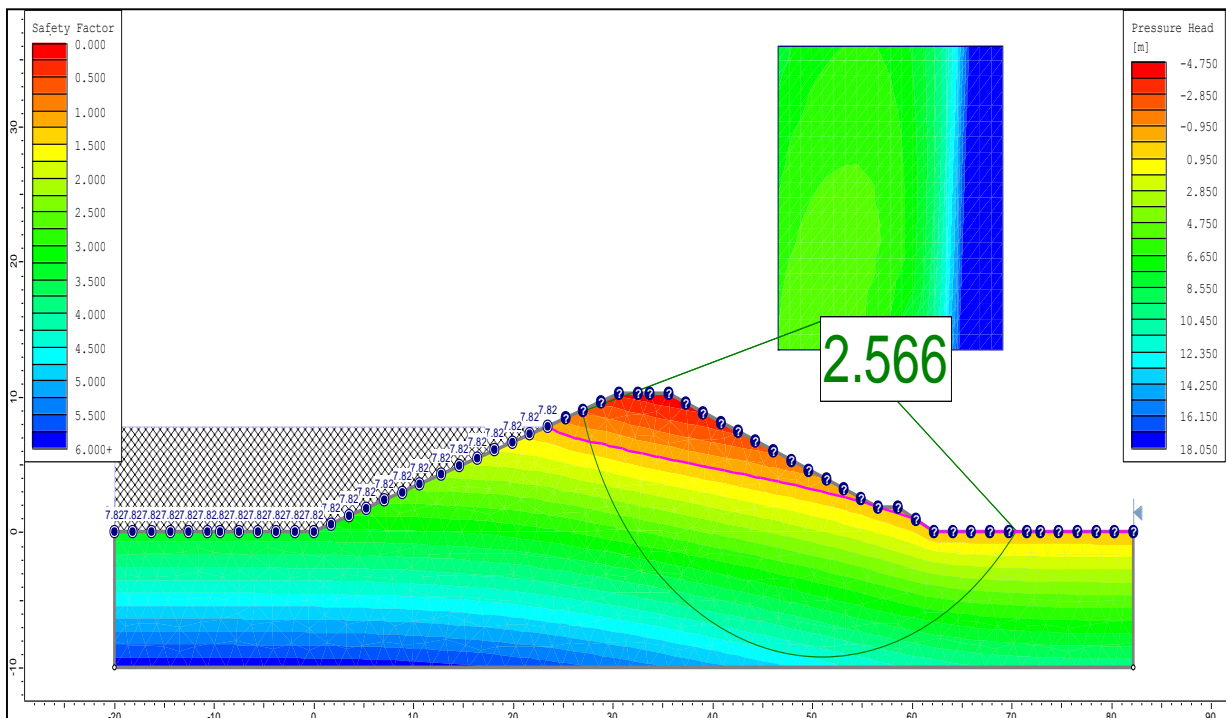
**b. Talus amont (avec séisme) :**



**Figure N° (IV-11) :** Facteur de sécurité de talus amont (avec séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{as}=2.559$ .

**c. Talus aval (sans Séisme) :**



**Figure N° (IV-12) :** Facteur de sécurité de talus aval (sans séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{ss}=2.566$ .

#### d. Talus aval (avec séisme) :

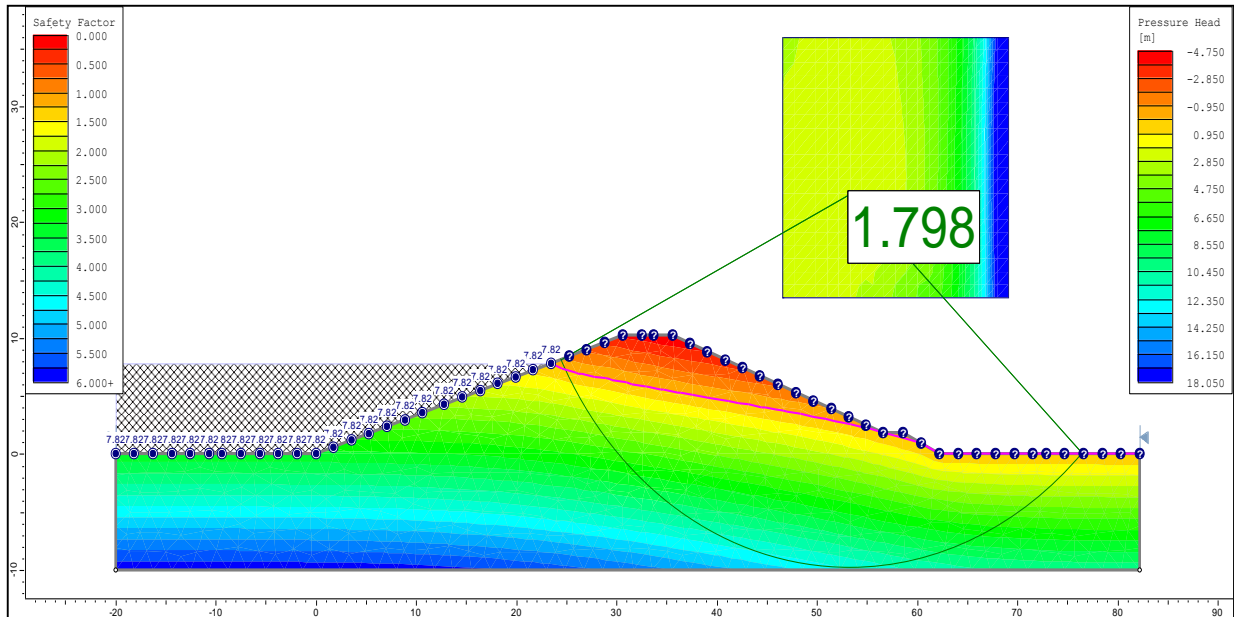


Figure N° (IV-13) : Facteur de sécurité de talus aval (avec séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{as}=1.798$ .

#### C. Cas de vidange rapide :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

#### a. Talus amont (sans séisme) :

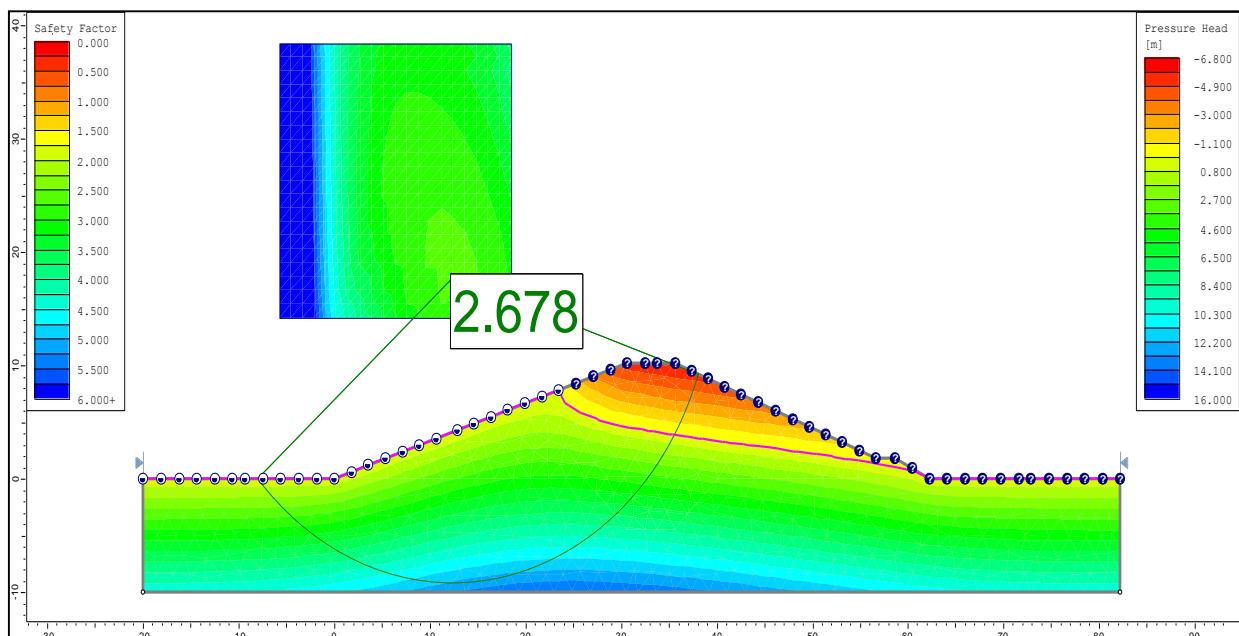
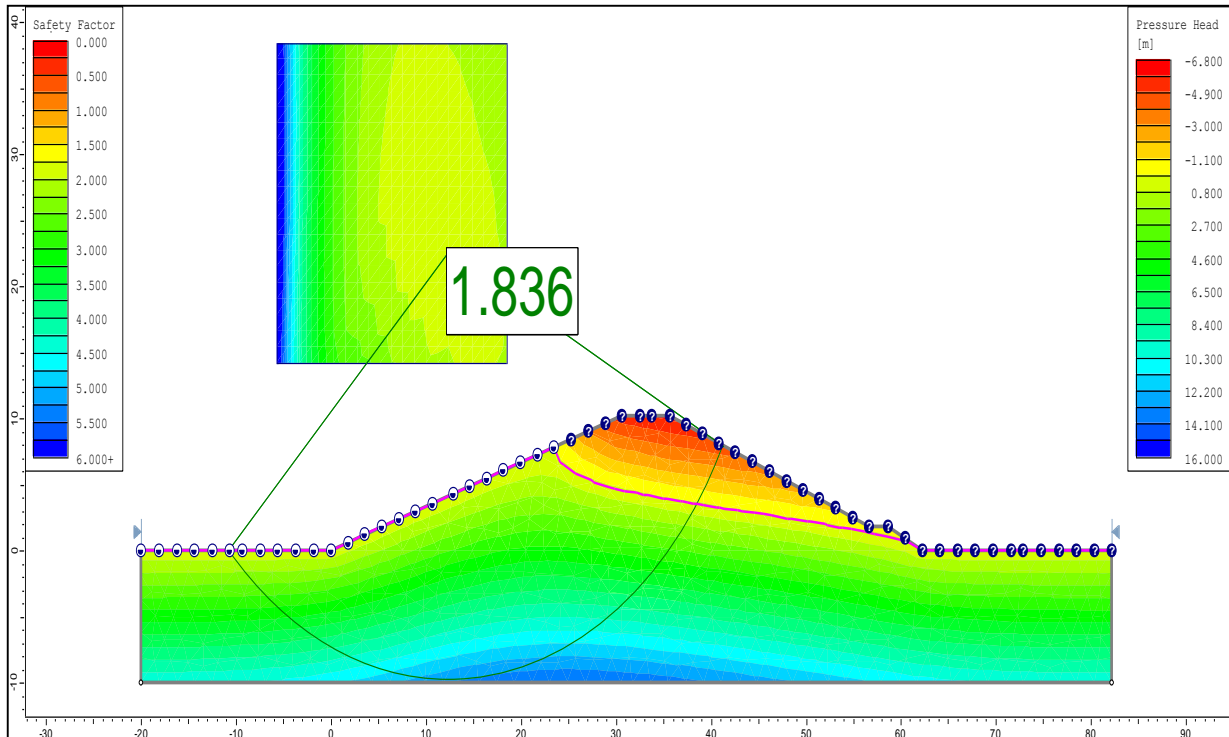


Figure N° (IV-14) : Facteur de sécurité de talus amont (sans séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{ss}=2.678$ .

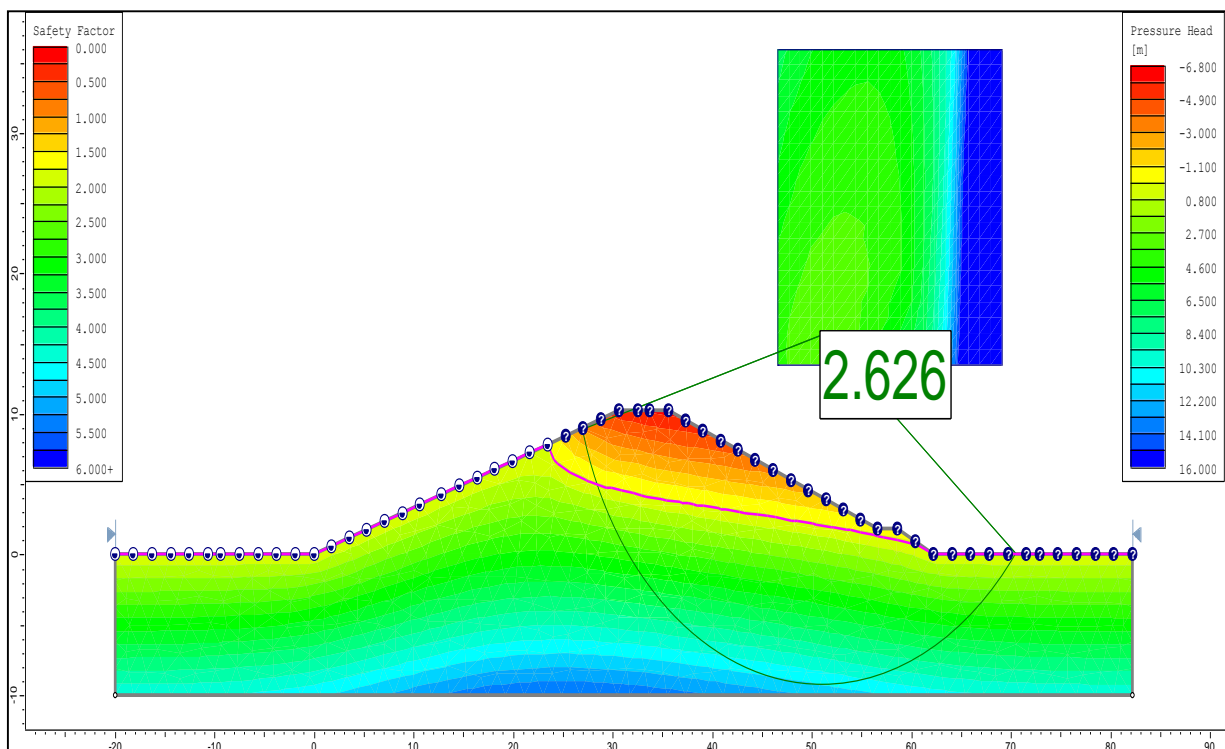
**b. Talus amont (avec séisme) :**



**Figure N° (IV-15) :** Facteur de sécurité de talus amont (avec séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{as}=1.836$ .

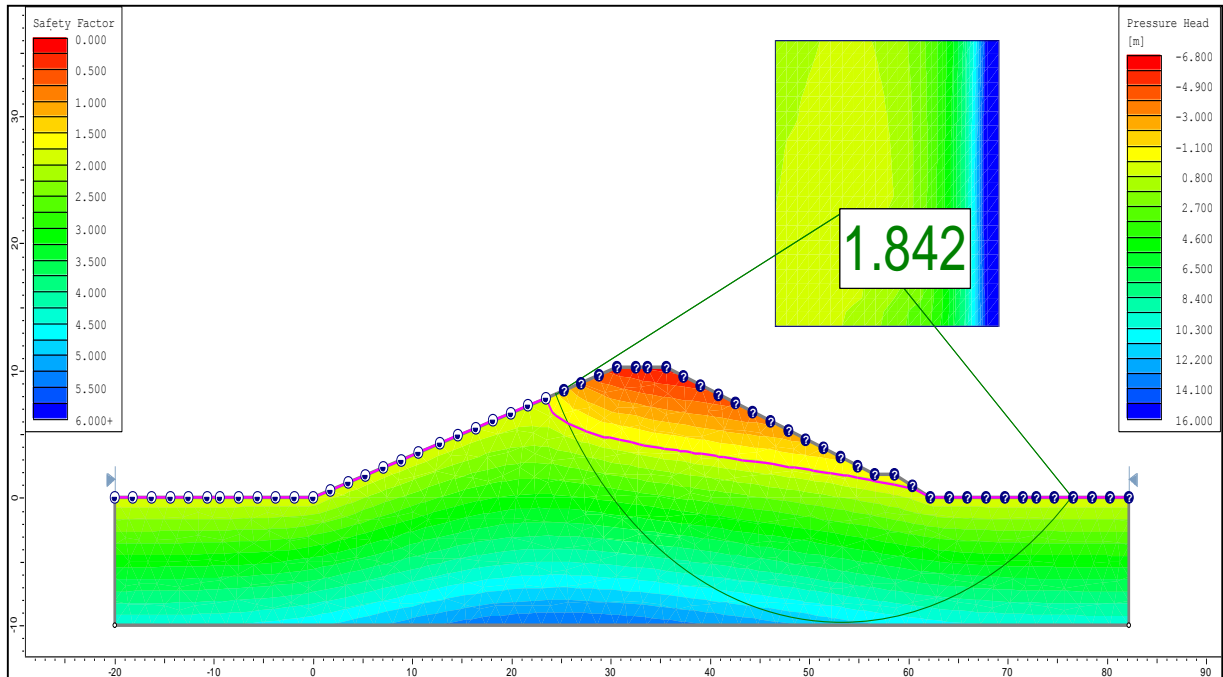
**c. Talus aval (sans Séisme) :**



**Figure N° (IV-16) :** Facteur de sécurité de talus aval (sans séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{ss}=2.626$ .

**d. Talus aval (avec Séisme) :**



**Figure N° (IV-17) :** Facteur de sécurité de talus aval (avec séisme).

Donc le facteur de sécurité est :  $K_{as}=1.842$ .

En résumé les résultats des facteurs de sécurité dans le tableau suivant :

**Tableau N° (IV-9) :** Les résultats des factures de sécurité.

Cas d'étude		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme	Avec séisme
		( $K_{SS,adm}= 1.15 - 1.2$ )	( $K_{as,adm}= 1.05 - 1.10$ )
<b>Fin de construction</b>	Talus amont	2.871	1.972
	Talus aval	2.760	1.940
<b>Fonctionnement normal</b>	Talus amont	4.564	2.559
	Talus aval	2.566	1.798
<b>Vidange rapide</b>	Talus amont	2.678	1.836
	Talus aval	2.626	1.842

En conclusion l'étude des différents facteurs de sécurité montre que la stabilité est assurée dans tous les cas. Les valeurs de « Fs » sont supérieures à 1.5 dans tous les cas. Néanmoins cette valeur ( $F_s=1.05$ ) dénote de la stabilité de la digue même dans ce cas extrême.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons déterminé les principales caractéristiques de la digue projetée, ayant une hauteur totale de 10.20m, une largeur en crête de 5m, et une largeur de base de 61.11m.

La digue est construite en terre homogène avec des pentes de talus amont 1/3 et talus aval de 1/2.5, Le talus aval est protégé par la mise en place d'une couche végétale de 0.1m d'épaisseur, et le talus amont est protégé par des enrochements rip-rap avec une épaisseur de 0.30m.

Le prisme de drainage a une hauteur de 1.80m et une largeur de 2m.

La stabilité de la retenue est assurée.

*CHAPITRE V*  
*LES OUVRAGES*  
*ANNEXES*

## **Introduction :**

On doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cette ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres. Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues ;
- L'ouvrage de vidange de fond ;
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

### **V.1. Evacuateur de crue :**

Un barrage, s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles. Mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge, car il aurait toute chance d'être gravement endommagé ou détruit. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

#### **V.1.1. Choix de l'évacuateur de crues :**

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement sont les questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

L'évacuateur de crue choisi pour notre barrage est de type latéral à entonnement frontal.

#### **V.1.2. L'emplacement de l'évacuateur de crues :**

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, en tenant compte du facteur économique et de la sécurité de l'aménagement.

L'évacuateur doit être fondé sur le substratum marneux sain pour éviter tout tassement ou gonflement de la fondation. Ces marnes schisteuses affleurent sur les deux rives, ainsi que les sondages réalisés révèlent que ces derniers présentent presque une géologie semblable.

L'évacuateur sera projeté à la rive gauche.

#### **V.1.3. Dimensionnement de l'évacuateur de crues :**

Le dimensionnement des évacuateurs de crues est une opération qui doit être menée avec soin, en effet :

- ✓ Si les organes de dissipation sont mal calculés, l'érosion en aval peut déstabiliser tout ou une partie de la construction.
- ✓ Si la longueur déversée est insuffisante, l'épaisseur de la lame d'eau déborde sur l'ouvrage, et affecte la sécurité de l'ouvrage.

### V.1.4. Composantes de l'évacuateur de crues latérale :

#### V.1.4.1. Canal d'amenée :

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

##### a. Calcul de la hauteur du déversoir :

Notre déversoir doit être stable et économique, la hauteur de la pelle (P) doit être choisie en fonction des conditions topographiques du site, et aussi d'autres paramètres tels que l'économie, stabilité hydraulique. On estime (P) d'après la relation suivante :

$$P > 1.33H_d$$

Avec :  $H_d$  : la charge déversant égal à 1.05m.

Où :  $P > 1.4$  m

La hauteur de pelle choisie est  $P = 1.4$  m.

##### b. Vitesse d'approche :

$$V_a = \frac{Q_{dev}}{W}$$

Où :  $V_a$  : vitesse d'approche en m/s ;

$Q_{dev}$  : débit déversé,  $Q = 13.97$  m/s ;

$b$  : la largeur de déversoir,  $b = 6$  m ;

$H$  : charge d'eau,  $H = h_{dev} + P$ , donc :  $H = 2.45$  m ;

$P$  : La hauteur de pelle,  $P = 1.4$  m ;

$b$  : largeur du déversoir,  $b = 6$  m ;

$W$  : section du canal, en  $m^2$ ,  $W = H \times b$ , donc :  $W = 14.7$   $m^2$  ;

On trouve que :  $V_a = 0.95$  m/s.

##### c. Longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après le plan topographie égale à 30m.

**d. Calcul de la hauteur des parois (mur bajoyer) :**

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = H_{\text{dév}} + P + R$$

Avec : H : La hauteur des parois en m ;

$H_{\text{dév}}$  : Hauteur déversée ;  $H_{\text{dév}} = 1.05\text{m}$  ;

P : La hauteur de pelle,  $P = 1.4\text{m}$  ;

R : Revanche, estimée suivant la formule :

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V_a (\sqrt[3]{H})$$

Où :  $V_a$  : vitesse d'approche en m/s,  $V_a = 0.95\text{ m/s}$  ;

Donc :  $R = 0.66\text{m}$  ;  $H = 3.11\text{m}$ .

**V.1.4.2. Le seuil déversant :**

Le profil du seuil déversant est de type normal représenté dans la figure N° (V-1).

Les coordonnées du profil du déversoir se déterminent à l'aide de l'équation suivante :

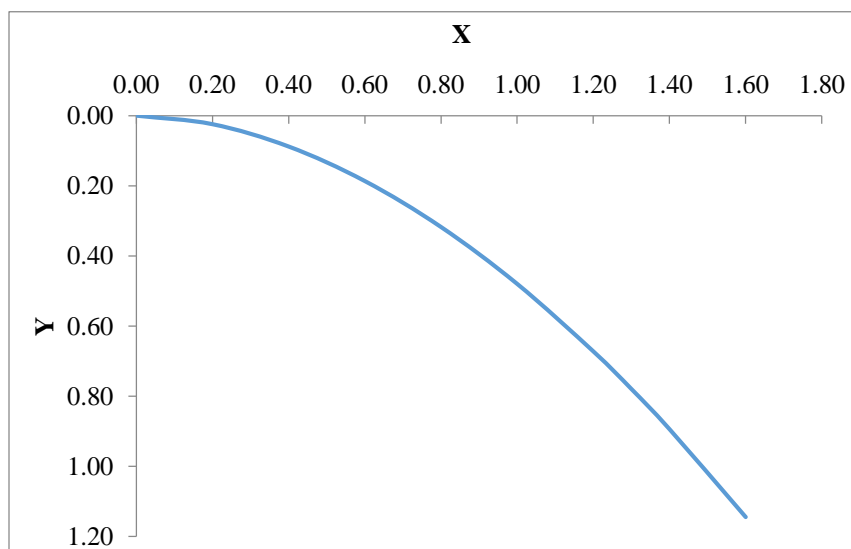
$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 \cdot H_{\text{dév}}^{0.85}}$$

Avec :  $H_{\text{dév}}$  : la charge sur le déversoir.

Les valeurs sont représentées dans le tableau N° (V-1).

**Tableau N° (V-1) : Coordonnées du seuil déversant type (WES).**

X	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.3	1.4	1.6
Y	0	0.02	0.09	0.19	0.32	0.48	0.67	0.78	0.89	1.14

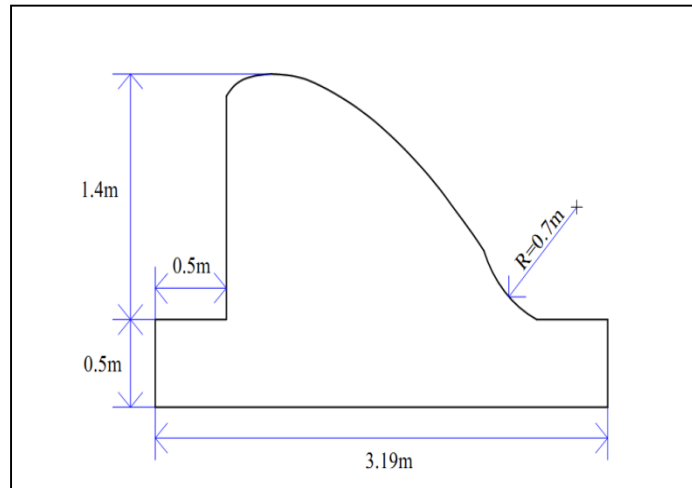


**Figure N° (V-1) : Le profil du seuil déversant type (WES).**

### a. Calcul le rayon de courbure :

La partie inférieure du profil du déversoir est raccordée avec le fond du bief aval à l'aide d'une courbe dont le rayon est déterminé en fonction de la hauteur.

Si  $P < 10\text{m}$  ; on prend :  $R = 0.5 P$  ; Donc, on aura :  $R = 0.7\text{ m}$



**Figurer N° (V-2) :** Tracé de seuil de l'évacuateur de crue de type (WES), L'échelle (1/50).

### b. Calcul de la hauteur des parois :

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = H_{\text{dév}} + R$$

Avec : H : La hauteur des parois en m ;

$H_{\text{dév}}$  : Profondeur du ressaut;  $H_{\text{dév}} = 1.05\text{m}$  ;

R : Revanche, estimée suivant la formule :

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V(\sqrt[3]{H_{\text{dév}}})$$

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{b \cdot H_{\text{dév}}}$$

Où :  $V = 2.22\text{m/s}$  ;

$R = 0.71\text{m}$  ;  $H = 1.76\text{m}$ .

#### V.1.4.3. Chenal d'écoulement

Les traces du chenal doivent être aussi rectilignes 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 « ic ».

Dans le chenal on doit vérifier la condition suivante :  $h_n > h_{cr}$

### a. Dimensionnement du convergent :

Le convergent (chenal d'écoulement) est l'ouvrage intermédiaire entre le déversoir et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du déversoir et égale à sa fin à la largeur du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L=2.5(L_1-L_2)$$

Avec :

$L_1$  : largeur au début du chenal égale à 6m ;

$L_2$  : largeur à la fin du chenal égale à 3m.

Où :  $L= 7.5m$

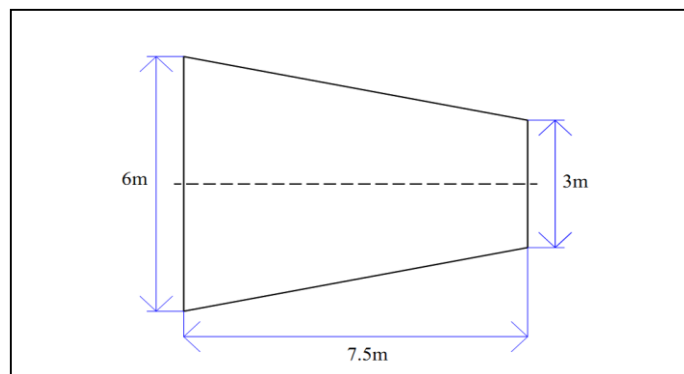


Figure N° (V-3) : Le chenal d'écoulement, l'échelle (1/200).

### b. La hauteur contractée $h_c$ :

La hauteur contractée peut être calculée par deux méthodes :

#### ➤ Méthode analytique :

$$\frac{q}{h_c} = \varphi \sqrt{(p + H_{dév} - h_c)2g} \Rightarrow h_c = \frac{q}{\varphi [(p + H_{dév} - h_{c-1})2g]^{0.5}}$$

Avec :  $\varphi$  : Coefficient de vitesse ( $\varphi=0.9$ ) ;

$P$  : la hauteur de déversoir,  $P = 1.4m$  ;

$H_{dév}$  : la hauteur de la lame déversé,  $H_{dév} = 1.05m$  ;

$q$  : débit spécifique en  $m^3/s/ml$ .

$$q = \frac{Q_{dév}}{L}$$

Avec :  $Q_{dév}$  : débit déversé,  $Q_{dév} = 13.97m^3/s$ ;

$L=b$  : largeur du déversoir ;  $L= 6m$ .

Où :  $q= 2.33m^3/s/ml$

On donne des valeurs à  $h_{c-1}$  et on calcule la hauteur contractée  $h_c$  et à chaque fois on vérifie.

Si  $h_c = h_{c-1}$ , une fois cette dernière égalité et vérifie on adopte la dernière valeur de  $h_c$ .

✓ 1<sup>ère</sup> approximation :  $h_c=0$  :

$$h_c = \frac{2.33}{0.9\sqrt{(2.45-0)19.62}} \longrightarrow h_c = 0.373\text{m} \neq 0$$

✓ 2<sup>ème</sup> approximation :  $h_c = 0.373\text{m}$  :

$$h_c = \frac{2.33}{0.9\sqrt{(2.45-0.373)19.62}} \longrightarrow h_c = 0.406\text{m} \neq 0.373\text{m}$$

✓ 3<sup>ème</sup> approximation :  $h_c = 0.406\text{m}$  :

$$h_c = \frac{2.33}{0.9\sqrt{(2.45-0.406)19.62}} \longrightarrow h_c = 0.409\text{m} \neq 0.406\text{m}$$

✓ 4<sup>ème</sup> approximation :  $h_c = 0.409\text{m}$  :

$$h_c = \frac{2.33}{0.9\sqrt{(2.45-0.409)19.62}} \longrightarrow h_c = 0.409\text{m} = 0.409\text{m}$$

Donc :  $h_c = 0.409\text{m}$

➤ **Méthodes grapho-analytique :**

$$q = \varphi h c \sqrt{2g(p + Hdév - hc)}$$

$$q^2 = \varphi^2 h c^2 [2g(p + Hdév - hc)] = 2gp \varphi^2 h c^2 + 2g\varphi^2 h c^2 Hdév - 2\varphi^2 g h c^3$$

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = (p + Hdév) h c^2 - h c^3$$

$$\text{On pose : } Y = \frac{q^2}{2g\varphi^2}$$

$$Y = (p + Hdév) h c^2 - h c^3$$

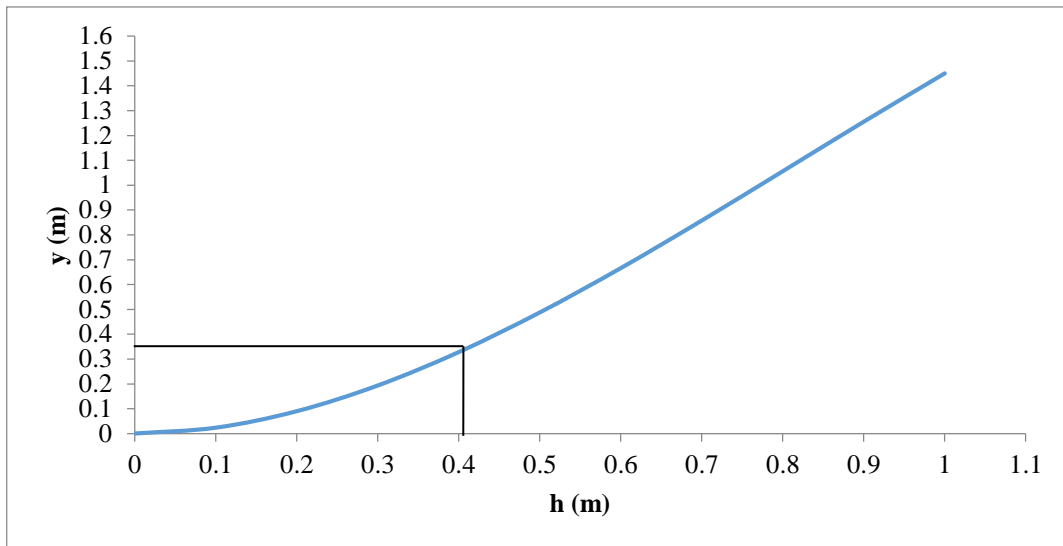
On donne des valeurs à «  $h c$  » et on calcule «  $Y$  », puis on trace la courbe  $Y=f(hc)$ .

Où :  $Y = 0.342$

$$\text{Donc : } 0.342 = 2.45 h c^2 - h c^3$$

**Tableau N° (V-2) : Calcul de la hauteur contractée.**

hc	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
y	0	0.02	0.09	0.19	0.33	0.49	0.67	0.86	1.06	1.26	1.45



**Figure N° (V-4) : Calcul de la hauteur contractée.**

A partir de la courbe  $Y=f(h_c)$  ;  $h_c = 0.409\text{m}$ .

Donc  $h_c = 0.409\text{ m}$  par les deux méthodes.

**c. Calcul de la hauteur des parois :**

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = h_c + R$$

Avec : H : La hauteur des parois en m ;

$h_c$  : Profondeur du ressaut;  $h_c = 0.409\text{m}$  ;

R : Revanche, estimée suivant la formule :

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V(\sqrt[3]{h_c})$$

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{b \cdot h_c}$$

Où :  $V = 5.69\text{m/s}$  ;

$R = 0.81\text{m}$  ;

$H = 1.22\text{m}$ .

**d. Calcule le nombre de Froude (Fr) :**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Avec : V : Vitesse,  $V = 5.69\text{m/s}$  ;

y : Tirant d'eau,  $y = 0.409$ .

Où :  $Fr = 2.84$ , donc  $2.5 < Fr \leq 4.5$  : Ressaut oscillant.

**e. Les hauteurs conjuguées :**

- $h'$  : Premier profondeur conjuguée  $h' = 0.409\text{m}$

$$h'' = \frac{Y}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{hcr}{Y} \right)^3} - 1 \right]$$

Donc :

$$h'' = \frac{0.409}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \left( \frac{0.82}{0.409} \right)^3} - 1 \right]$$

- $h'' = 1.45\text{m}$  ;

**f. Longueur du ressaut :**

- **Formule de PAVLOVSKY :**

Formule de PAVLOVSKY pour calculer longueur du ressaut écrire comme suite :

$$L_{\text{res}} = 2.5(1.9h'' - h') \text{ donc } L_{\text{res}} = 2.5(1.9 \times 1.45 - 0.409)$$

Où :  $L_{\text{res}} = 5.87\text{m}$

- **Formule de SAFRANETS :**

Formule de SAFRANETS pour calculer longueur du ressaut écrire comme suite :

$$L_{\text{res}} = 4.5 h'' \text{ donc } L_{\text{res}} = 4.5 \times 1.45$$

Où :  $L_{\text{res}} = 6.53\text{m}$

**g. Calcul de la hauteur critique :**

Pour calculer la hauteur critique on utilise la formule suivante :

$$h_{\text{cr}} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left( \frac{Q_{\text{dév}}}{b} \right)^2} \quad \text{donc} \quad h_{\text{cr}} = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left( \frac{13.97}{6} \right)^2}$$

Avec :  $h_{\text{cr}}$  : la hauteur critique de forme rectangulaire (m) ;

$b$  : largeur du canal,  $b = 6\text{ m}$  ;

$g$  : accélération de la pesanteur,  $g = 9.81\text{m/s}^2$ .

Où :  $h_{\text{cr}} = 0.82\text{m}$

**h. La vitesse critique :**

$$V_{\text{cr}} = \frac{Q_{\text{dév}}}{W_{\text{cr}}} \quad \text{donc} \quad V_{\text{cr}} = \frac{13.97}{4.92}$$

Avec :  $V_{\text{cr}}$  : La vitesse critique en (m/s) ;

$W_{\text{cr}}$  : Section mouillée critique,  $W_{\text{cr}} = b \cdot h_{\text{cr}} = 4.92\text{m}^2$ .

Où :  $V_{\text{cr}} = 2.84\text{m/s}$ .

**i. La pente critique « icr » :**

D'après CHEEZY :

$$V_{cr} = C\sqrt{R \times icr} \Rightarrow icr = \frac{V_{cr}^2}{C^2 R}$$

Avec : C : Coefficient de CHEEZY ;  $C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$

n : La rugosité de matériaux, n=0.014 pour le béton ;

V<sub>cr</sub> : vitesse critique en (m/s) ;

R : rayon hydraulique en (m) ;  $R = \frac{W}{X}$ .

W : la section en (m<sup>2</sup>) ;

X : périmètre mouillé en (m).

Où : R= 0.64m

C = 66.31

icr = 0.0029=0.29%

**j. Calcul la hauteur normale hn :**

Cette hauteur est calculée par la méthode de CHEEZY :

$$Q = V \cdot W = W \cdot C \sqrt{Ri}$$

Avec : b=largeur de chenal, b=6m ;

W : la section mouillée en (m<sup>2</sup>) ;

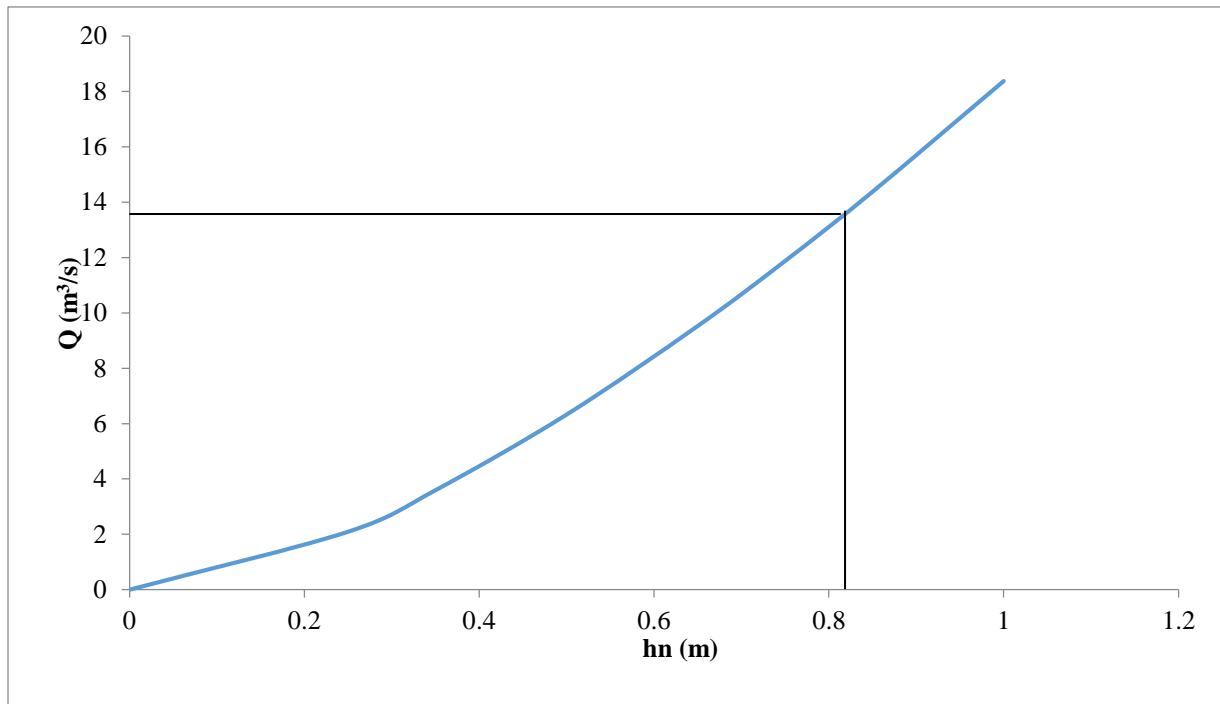
R : rayon hydraulique en (m),  $R = \frac{W}{X}$  ;

X : périmètre mouillé en m ; X=b+2h ;

i : pente de chenal i=0.0027 ;

**Tableau N° (V-3) : Calcul de hauteur normal (hn).**

h	W	X	R	C	V	Q
m	m <sup>2</sup>	m	m	/	m/s	m <sup>3</sup> /s
0.25	1.5	6.5	0.23	55.94	1.40	2.09
0.5	3	7	0.43	62.02	2.11	6.33
0.75	4.5	7.5	0.60	65.60	2.64	11.88
0.85	5.1	7.7	0.66	66.69	2.82	14.38



**Figure N° (V-5) : Courbe de tarage du chenal d'écoulement.**

A partir de la courbe de tarage on a trouvé que :

$$h_n = 0.83 \text{ m}$$

**k. Vérification du régime :**

$h_n = 0.83 \text{ m} > h_{cr} = 0.82 \text{ m}$   $\implies$  le régime dans le chenal est un régime fluvial et la pente « i » de chenal  $i = 0.0027 < i_{cr} = 0.0029$ .

**g. Section de contrôle :**

A la fin de chenal on a une section de contrôle où le tirant d'eau égale à la hauteur critique.

**V.1.4.4. 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.

**a. Longueur du coursier :**

La longueur du coursier obtenir à partir de la topographie de site, avec  $L = 48 \text{ m}$ , il est composé d'un seul tronçon (figure N° V-6).

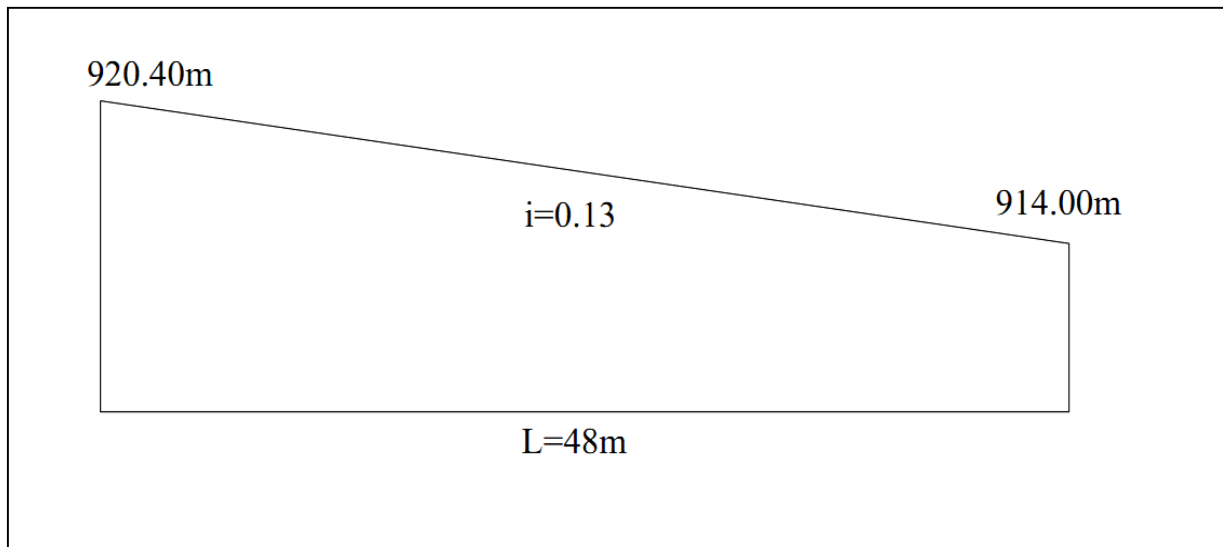


Figure N° (V-6) : Coursier.

## b. Pente de coursier :

$$i = \frac{\text{cote max} - \text{cote min}}{L}$$

Où :  $i = 0.13 = 13\%$

On trace la courbe de tarage de ce tronçon.

$$q = \frac{Q_{\text{dév}}}{b} \text{ donc } q = \frac{13.97}{3}$$

Avec :  $Q_{\text{dév}}$  : débit déversé,  $Q_{\text{dév}} = 13.97 \text{ m}^3/\text{s}$  ;

$b$  : largeur du coursier,  $b = 3 \text{ m}$ .

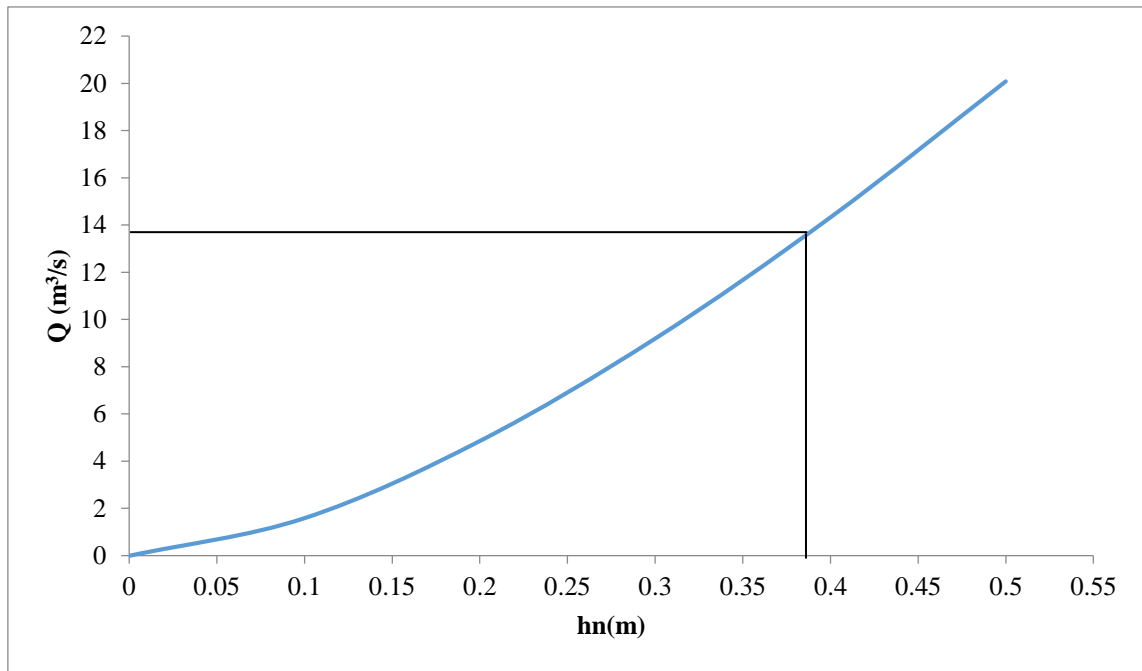
Où :  $q = 4.66 \text{ m}^3/\text{s} / \text{ml}$ .

## c. Courbe de tarage de tronçon :

$b = 3 \text{ m}$ ;  $n = 0,014$  ;  $Q_{\text{dév}} = 13.97 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $L = 48 \text{ m}$  ;  $i = 0.13$ .

Tableau N° (V-4) : Calcul de Courbe de tarage du coursier.

h	W	X	R	C	V	Q
m	m <sup>2</sup>	m	m	/	m/s	m <sup>3</sup> /s
0.2	0.6	3.4	0.18	53.50	8.10	4.86
0.3	0.9	3.6	0.25	56.69	10.22	9.20
0.4	1.2	3.8	0.32	58.94	11.94	14.33



**Figure N° (V-7) : Courbe de tarage du coursier.**

Donc après la projection sur la courbe on obtient :  $hn = 0.39\text{m}$ .

**d. Calcul de la profondeur critique :**

Pour calculer la hauteur critique on utilise la formule suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left( \frac{Q_{\text{dév}}}{b} \right)^2} \quad \text{donc } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left( \frac{13.97}{3} \right)^2}$$

Avec :  $h_{cr}$  : la hauteur critique de forme rectangulaire (m) ;

$b$  : largeur du canal,  $b = 3\text{m}$  ;

$g$  : accélération de la pesanteur,  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  ;

Où :  $h_{cr} = 1.30\text{m}$ .

**e. Pente critique :**

$$i_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{C^2 R}$$

Avec :  $C$  : Coefficient de CHEEZY,  $C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$  ;

$n$  : La rugosité de matériaux,  $n = 0.014$  pour le béton ;

$R$  : rayon hydraulique en (m) ;  $R = \frac{W}{X}$  ;

$W$  : la section mouillée en ( $\text{m}^2$ ) ;

X : périmètre mouillé en (m) ;

V<sub>cr</sub> : vitesse critique en (m/s) :

$$V_{cr} = \frac{Q_{dév}}{W_{cr}} \text{ donc } V_{cr} = \frac{13.97}{3.9}$$

Avec : W<sub>cr</sub> : Section mouillée critique.

Où : W<sub>cr</sub> = 3.9 m<sup>2</sup>

$$V_{cr} = 3.58 \text{ m/s}$$

$$X = 5.6 \text{ m}$$

$$R = 0.70 \text{ m}$$

$$C = 67.31$$

Donc : i<sub>cr</sub> = 0.004

h<sub>n</sub> = 0.39 m < h<sub>cr</sub> = 1.30 m donc : écoulement torrentiel.

i = 0.13 > i<sub>cr</sub> = 0.004

#### f. Calcul hydraulique de la ligne d'eau :

##### ➤ Méthode de PAVLOVSKY :

La distance recherchée entre les deux profondeurs au début et à la fin de coursier est calculée par la formule suivante : On utilise la méthode qui donne la longueur ΔL d'un tronçon :

$$dli = \frac{a_i}{I} [\Delta Zi - (1 - \bar{J}cini) \Delta \varphi(Z_i)]$$

Avec : dli : Longueur élémentaire entre deux sections ;

$$a_i = \frac{\Delta h_i}{\Delta Zi} = \frac{h_i - h_{i-1}}{Z_i - Z_{i-1}}$$

$$Z_i = \frac{K_i}{K_0} ; K_i = WiCi\sqrt{Ri}$$

$$K_0 = \frac{Q_{dév}}{\sqrt{I}} ;$$

$\bar{J}cini$  : Paramètre critique.

$$\bar{J}cini = \frac{Jcini - Jcini(i-1)}{2}$$

$$Jcini = \frac{\alpha I_i B_i C_i^2}{g X_i}$$

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \log R$$

$$\Delta \varphi Z_i = \varphi Z_i - \varphi Z_{(i-1)}$$

$$\varphi Z_i = 1,15 \log \frac{Z_i + 1}{Z_i - 1} \quad \text{si } Z > 1$$

$$\varphi Z_i = 1,15 \log \frac{Z_i + 1}{1 - Z_i} \quad \text{si } Z < 1$$

Avec : I : pente du tronçon ;

i : indice indiquant la section ;

g : accélération de pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  ;

$\alpha$  : varie entre 1,05 et 1,1 on prend  $\alpha = 1,1$  ;

B : largeur de coursier = 3m ;

h : hauteur de la ligne d'eau dans la section i.

Les résultats dans le tableau N° (V-4).

➤ **Méthode de « BERNOULLI » :**

On peut calculer les profondeurs d'eau dans le coursier par la méthode de BERNOULLI, en faisant plusieurs sections :

$$dl \cdot I + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + h_1 = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + hz$$

$$A = B$$

Notre coursier ayant une section rectangulaire, d'une largeur  $b=3$  et une longueur  $L=48$  m, il est composé d'un seul tronçon.

Avec : I : pente du coursier,  $I=0.13$  ;

dl : Distance entre les sections ;

$h_1$  : La hauteur d'eau au début de la section considérée ;

$h_2$  : Hauteur d'eau à la fin de la section considérée ;

$v_1$  : Vitesse au début de la section considérée ;

$v_2$  : Vitesse à la fin de la section considérée ;

hz : Perte de charge ;

$\alpha$  : Coefficient de vitesse,  $\alpha = 1.1$ .

On cherche à vérifier l'égalité  $A=B$

On prend :

$$dl.I + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + h_1$$

$h_1$  : hauteur d'eau à la fin du convergent et début du coursier,  $h_1 = h_{cr} = 1.30m$ .

$$V_1 = \frac{Q_{\text{dév}}}{S}$$

Où :  $S = b.h$

Avec :  $b$  : largeur de coursier = 3m

$h$  : hauteur d'eau  $h = h_1 = h_{cr} = 1.30m$

Où :  $S = 3.9m^2$

$V_1 = 3.58m/s$

Au début du coursier pour la première section « dl » est variable, le premier terme « A » étant connu, on considère donc le 2<sup>ème</sup> terme « B »,  $h_2$ ,  $V_2$ ,  $h_z$  sont inconnues.

Nous allons donc donner des valeurs à «  $h_2$  » pour assurer l'égalité  $A=B$ ,  $h_z$  et  $V_2$  se calculent comme suite :

$$V_m = C_m \sqrt{R_m . I_z} \Rightarrow I_z = \frac{V_m^2}{C_m^2 . R_m}$$

Avec :  $V_m$  : vitesse moyenne ;

$R$  : rayon hydraulique ;

$$R = \frac{S_m}{P_m}$$

Avec :  $S_m$  : section moyenne,  $S_m = b.h_m$  ;

$h_m$  : hauteur moyenne  $h_m = \frac{h_1 + h_2}{2}$  ;

$P_m$  : périmètre moyen  $P_m = b + 2.h_m$  ;

$C_m$  : coefficient de CHEZZY  $C_m = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$  ;

$n$  : coefficient de rugosité  $n = 0,014$ .

$$h_z = I_z . dl$$

Avec :  $h_z$  : perte de charge ;

On calcul  $V_2$ :

$$V_2 = \frac{Q_{\text{dév}}}{S}$$

$$S_2 = b \cdot h_2$$

Donc on peut calculer le 2<sup>ème</sup> terme « B » :

$$B = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_z$$

Une fois l'égalité est vérifiée, on adopte la valeur de  $h_2$  comme valeur finale de la section considérée. Les résultats dans le tableau N° (V-5).

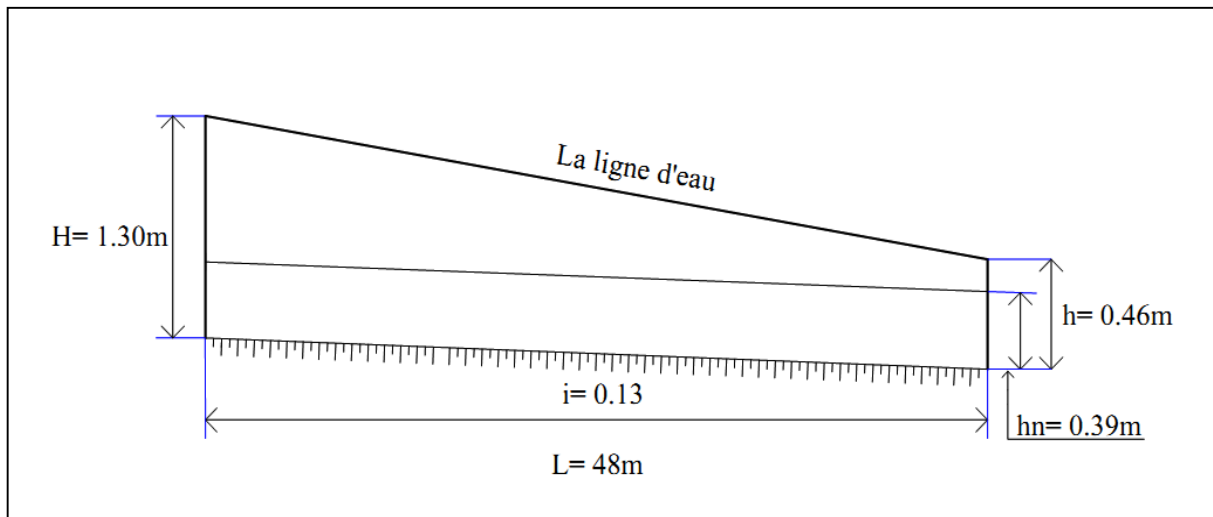
**Tableau N° (V-5) : Méthode de PAVLOVSKY.**

Hi	Wi	Xi	Ri	Ci	Ki	Jcini	j_ cini	1-Jcini (2)	Zi	dZi	φZi	dφ Zi (1)	(1) * (2)	dHi	ai	ai/I	dli
1.30	3.90	5.60	0.70	68.74	223.72	36.90	0.00	-35.90	5.77	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.20	3.60	5.40	0.67	68.41	201.09	37.90	37.40	-36.90	5.19	-0.58	0.19	0.02	-0.74	-0.10	0.17	1.32	0.21
1.10	3.30	5.20	0.63	68.05	178.89	38.94	38.42	-37.94	4.62	-0.57	0.22	0.02	-0.95	-0.10	0.17	1.34	0.50
1.00	3.00	5.00	0.60	67.63	157.16	40.00	39.47	-39.00	4.06	-0.56	0.25	0.03	-1.23	-0.10	0.18	1.37	0.92
0.90	2.70	4.80	0.56	67.15	135.98	41.08	40.54	-40.08	3.51	-0.55	0.29	0.04	-1.65	-0.10	0.18	1.41	1.56
0.80	2.40	4.60	0.52	66.59	115.44	42.16	41.62	-41.16	2.98	-0.53	0.35	0.06	-2.31	-0.10	0.19	1.45	2.58
0.70	2.10	4.40	0.48	65.93	95.65	43.20	42.68	-42.20	2.47	-0.51	0.43	0.08	-3.40	-0.10	0.20	1.51	4.35
0.60	1.80	4.20	0.43	65.13	76.75	44.17	43.68	-43.17	1.98	-0.49	0.56	0.13	-5.44	-0.10	0.20	1.58	7.81
0.50	1.50	4.00	0.38	64.14	58.91	44.97	44.57	-43.97	1.52	-0.46	0.79	0.23	-10.23	-0.10	0.22	1.67	16.33
0.46	1.37	3.92	0.35	63.64	51.76	45.23	45.10	-44.23	1.34	-0.18	0.97	0.18	-7.99	-0.04	0.23	1.76	13.74
Σdli=																	
48m																	

**Tableau N° (V-6) : Méthode de BERNOULLI.**

h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	dli	hm	sm	pm	Rm	Cm	Vm	Iz	hz	S <sub>2</sub>	V <sub>2</sub>	A	B
1.30	1.20	0.21	1.25	3.75	5.50	0.68	67.01	3.73	0.00	0.00	3.60	3.88	2.11	2.05
1.20	1.10	0.50	1.15	3.45	5.30	0.65	66.50	4.05	0.01	0.00	3.30	4.23	2.18	2.11
1.10	1.00	0.92	1.05	3.15	5.10	0.62	65.92	4.43	0.01	0.01	3.00	4.66	2.32	2.22
1.00	0.90	1.56	0.95	2.85	4.90	0.58	65.26	4.90	0.01	0.02	2.70	5.17	2.55	2.42
0.90	0.80	2.58	0.85	2.55	4.70	0.54	64.51	5.48	0.01	0.03	2.40	5.82	2.92	2.73
0.80	0.70	4.35	0.75	2.25	4.50	0.50	63.64	6.21	0.02	0.08	2.10	6.65	3.53	3.26
0.70	0.60	7.81	0.65	1.95	4.30	0.45	62.61	7.16	0.03	0.23	1.80	7.76	4.59	4.20
0.60	0.55	16.33	0.58	1.73	4.15	0.42	61.71	8.10	0.04	0.68	1.65	8.47	6.40	5.25
0.55	0.46	13.74	0.51	1.52	4.01	0.38	60.74	9.21	0.06	0.84	1.38	10.10	7.09	7.02

Donc le tirant d'eau à la fin de coursier est : h=0.46m.



**Figure N° (V-8) :** Schéma représentatif de l'allure de la ligne d'eau (échelle 1/5000).

**g. Calcul de la hauteur des parois :**

- Au début de coursier :

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = Y + R$$

Avec : H : La hauteur des parois en m ;

Y : Profondeur du ressaut;  $Y = h_{cr} = 1.30\text{m}$  ;

R : Revanche, estimée suivant la formule :

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot (\sqrt[3]{h_{cr}})$$

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{b \cdot h_{cr}}$$

Où :  $V = 3.58 \text{ m/s}$  ;

$R = 0.80\text{m}$  ;

$H = 2.1\text{m}$ .

- A la fin de coursier :

La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

$$H = Y + R$$

Avec : H : La hauteur des parois en m ;

Y : Profondeur du ressaut,  $Y = h = 0.46\text{m}$  ;

R : Revanche ; estimée suivant la formule :

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h}$$

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{b \cdot h}$$

Où :  $V = 10.12 \text{ m/s}$  ;

$R = 0.99 \text{ m}$  ;

$H = 1.45 \text{ m}$ .

#### **V.1.4.5. Bassin d'amortissement (Dissipateur d'énergie) :**

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

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

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

- Pour  $F = 1.0$  ;  $Y = Y_c$  ; il n'y a pas de ressaut.
- $1.0 < Fr \leq 1.7$  : Ressaut ondulé, Le courant incident à une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique, le passage à une profondeur plus grande est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface. Il n'est alors pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation.

Pour  $F = 1.7$  le tirant d'eau à la sortie  $Y_2$  est de l'ordre de deux fois celui à l'entrée  $Y_1$  et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse à l'entrée. Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois  $Y_2$  à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (immédiatement après la rupture de pente enfin de coursier).

- $1.7 < Fr \leq 2.5$  : Ressaut faible de petites apparitions en surface, un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (on parle de pré-ressaut) les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires il faudra simplement veiller comme en -2 à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.
- $2.5 < Fr \leq 4.5$  : Ressaut oscillant, le phénomène et dans le stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long au fond ou de la surface libre. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par obstacle.
- $4.5 < Fr \leq 9$  : Ressaut stable (Stationnaire), le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs de déflecteurs permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.
- $Fr > 9$  : Ressaut fort (Écoulement très turbulent), (*Technique des barrages en aménagement rural*).

Pour notre cas :

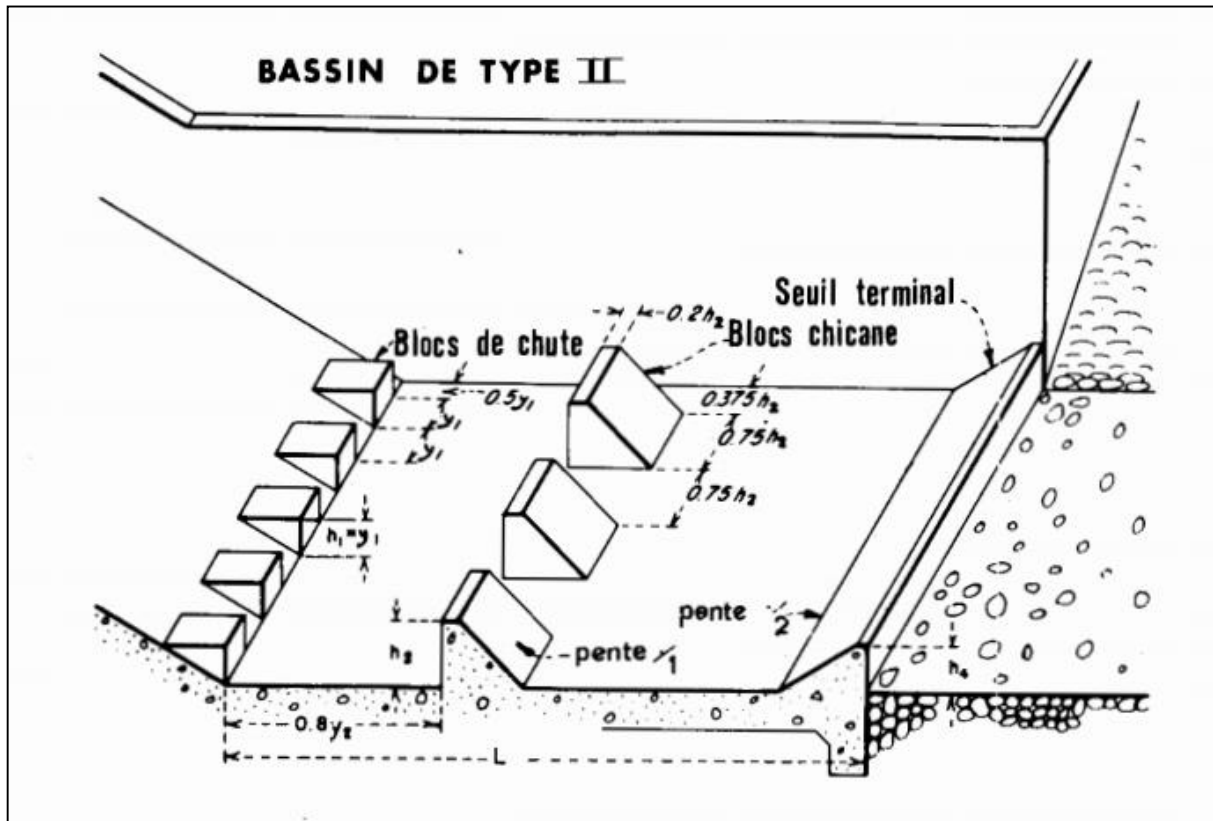
**a. Calcul du module de Froude :**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \text{ donc } Fr = \frac{10.12}{\sqrt{9.81 \times 0.46}}$$

Avec : V : Vitesse, V= 10.12m/s ;

y : Tirant d'eau, y =0.46.

Ou : Fr= 4.76, donc  $4.5 < Fr \leq 9$  et  $V < 15$  m/s Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type II ».



**Figure N° (V-9) : Bassin d'amortissement type II.**

**A. Dimensionnement du bassin :**

**a. Calcul de profondeur conjuguée :**

Il est déterminé suivant le phénomène du ressaut hydraulique qui se produit au niveau du bassin d'amortissement.

Avec : Y : Profondeur d'eau à la fin du coursier Y= 0.46 m ;

Y<sub>1</sub> : tirant d'eau avant le ressaut, Y<sub>1</sub>=h<sub>1</sub> ;

Y<sub>2</sub> : tirant d'eau après le ressaut, Y<sub>2</sub>=h<sub>2</sub>.

D'après la figure N° (V-10) on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1+8Fr^2} - 1 \right)$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 6.25 \Rightarrow Y_2 = 2.88\text{m.}$$

**a. Longueur du bassin :**

D'après la figure N°(V-10) :

$$\frac{L}{Y_2} = 2.3 \Rightarrow L_b = 6.62\text{m}$$

En prend :  $L_b = 6.7\text{m.}$

**b. Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0.46\text{m.}$$

$h_1$  : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

$e_1$  : L'espace entre les blocs de chute.

D'après l'abaque :

$$\frac{h_2}{y_1} = 1.45\text{m} \Rightarrow h_2 = 0.67\text{m}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1.25\text{m} \Rightarrow h_4 = 0.58\text{m}$$

$h_2$ : hauteur du bloc chicane.

$h_1$ : hauteur du seuil terminal.

**c. Dimensionnement des blocs chicane :**

$$l = 0.2 h_2 = 0.134\text{m.}$$

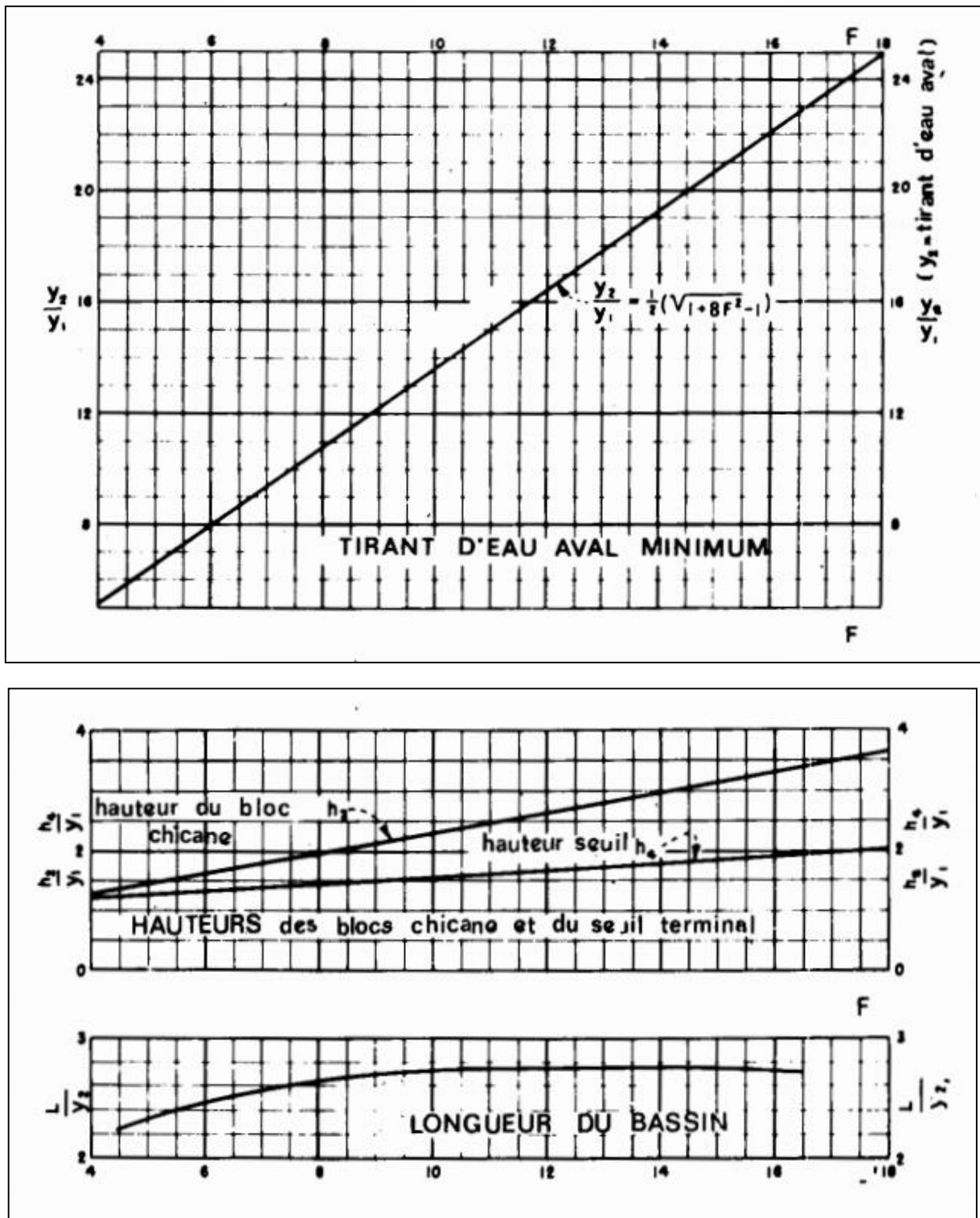
$$L = 0.75 h_2 = 0.5\text{m.}$$

Avec :  $l$  : largeur du seuil.

$L$ : espacement entre les blocs.

$$a = 0.8 \cdot y_2 = 2.30\text{m.}$$

$a$  : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.



**Figure N° (V-10) :** Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4.5 une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15m/s (extrait de « design of small dams »).

**d. Hauteur du mur au niveau du bassin d'amortissement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H = Y + R$$

Avec : Y : Profondeur du ressaut ;  $Y = h'' = 2.88\text{m}$

R : revanche ;

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \sqrt[3]{Y}$$

V : Vitesse de la lame d'eau au niveau de la deuxième profondeur conjuguée ;

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{b \cdot h''}$$

b : Largeur du bassin,  $b = 3\text{m}$

Où :  $V = 1.62\text{m/s}$

$R = 0.72\text{m}$

$H_{\text{mur}} = 3.59\text{m}$

On prend la hauteur des parois du bassin d'amortissement égale à  $3.60\text{m}$

#### V.1.4.6. Canal de fuite :

Le canal de fuite est la partie du trajet qui raccorde le bassin d'amortissement avec l'oued (à l'aval).

Il a une section trapézoïdale, elle est protégée par des pierres naturelles.

Le but de son calcul est la détermination de la hauteur normale d'eau dans le canal, pour calculer cette hauteur, on utilise la formule de « MANNING ».

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S \cdot \sqrt{I}$$

Avec : n : la rugosité  $n = 0,035$  (revêtu par pierres naturelles) ;

R : rayon hydraulique ;

S : section mouillée,  $S = (m \cdot h + b) \cdot h$

m : coefficient de talus du canal  $m = 0.25$  ;

X : périmètre mouillé ,  $X = 2h \sqrt{1 + m^2} + b$  ;

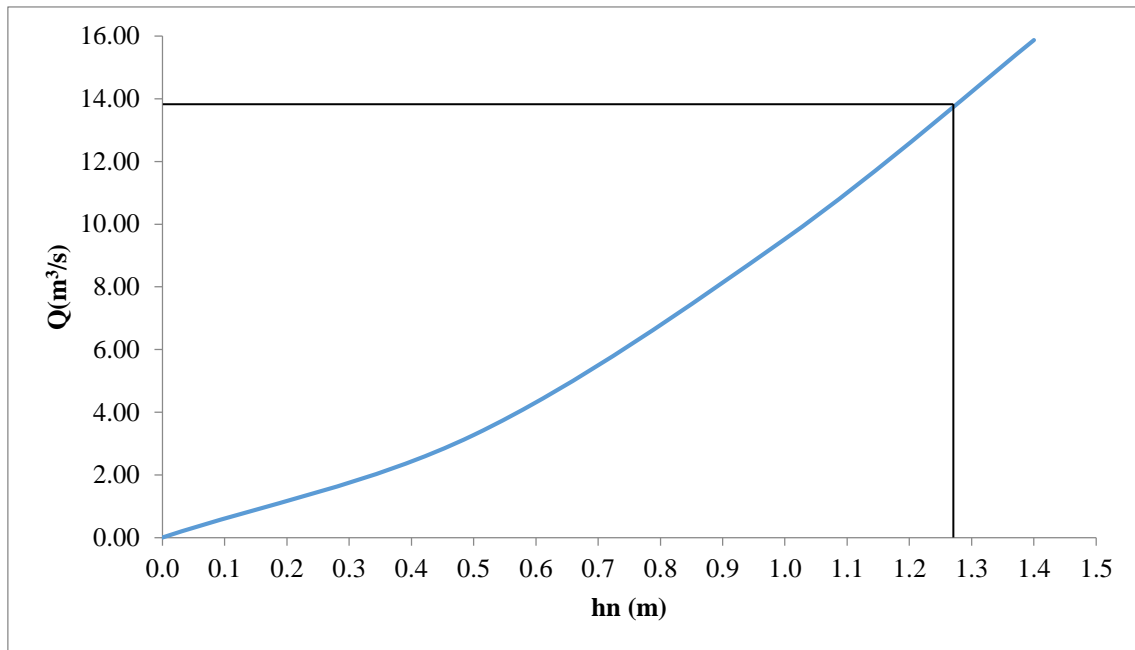
i : pente  $i = 0.019$

b = largeur du fond de canal,  $b = 3\text{m}$ .

Où :  $Q = 3.94 R^{2/3} \cdot S$

**Tableau N° (V-7) : Calculs de tarage de canal de fuite.**

h	W	X	R	$R^{(2/3)}$	Q
m	$\text{m}^2$	m	m	/	$\text{m}^3/\text{s}$
0.5	1.56	4.03	0.39	0.53	3.27
1.0	3.25	5.06	0.64	0.74	9.53
1.4	4.69	5.89	0.80	0.86	15.87



**Figure N° (V-11) : Courbe de tarage de canal de fuite.**

À partir de la courbe de tarage on trouve :  $h_n = 1.26\text{m}$ .

$$h_{cr} = \left[ 1 - \frac{z_{cr}}{3} + 0.105z_{cr}^2 \right] h_{cr1}$$

$$z_{cr} = \frac{mh_{cr1}}{b}$$

$$h_{cr1} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left( \frac{Q_{dév}}{b} \right)^2} \quad \text{donc} \quad h_{cr1} = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left( \frac{13.97}{3} \right)^2}$$

Ou:  $m=0.25$ ;

$$b=3\text{m}$$

$$h_{cr1}=1.30\text{m}.$$

$$h_{cr} = 1.25\text{m}$$

On a  $h_{cr} = 1.25\text{m} < h_n = 1.26\text{m}$  : donc écoulement fluvial.

**a. Les joints (water stop) :**

Les joints sont des dispositifs en caoutchouc de différentes dimensions. On utilise les joints de type (Joint Water stop) pour limiter les effets de retrait du béton, de permettre à l'évacuateur de crue de résister aux déformations que peut engendrer le barrage et éviter toutes les fuites d'eau.

## V.2. Ouvrage de prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe que satisfaire les besoins en irrigation des terres agricoles de la région. Pour bien la dimensionner, on devrait tenir compte de la répartition des besoins mensuels d'irrigation à satisfaire.

### V.2.1. Type de prise :

#### ➤ Prise d'eau en charge :

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

En outre l'inconvénient majeur est le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

#### ➤ Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entre tien périodique de pièces hydromécaniques.

#### ➤ Tour de prise :

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

Notre choix c'est une prise d'eau en charge associé avec la vidange de fond.

### V.2.1.1. Dimensionnement de la prise d'eau :

Les besoins sont inspirés de l'étude hydrologique qui sont consignées dans le tableau suivant :

**Tableau N° (V-8) : Les besoins.**

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
<b>Besoin (m<sup>3</sup>)</b>	7560	3024	0	0	0	0	1386	5670	8820	11340	13860	11340

Le volume régularisé est évalué  $32019.553\text{m}^3$  / an qui permet d'irriguer une superficie de 12ha.

D'après la régularisation des besoins on constate que la demande en irrigation est trop élevée pendant le mois de Juillet avec un volume de  $13860\text{m}^3$ .

On considère que l'irrigation se fait 10h / 24 h durant 12 jours de chaque mois ce qui donne un débit  $Q_b$  avec :

$$Q_b = \left( \frac{13860}{10 \cdot 12 \cdot 3600} \right) = 0.032\text{m}^3/\text{s} = 32\text{l/s}$$

**a. Calcul du diamètre de la prise d'eau.**

$$Q = S \cdot \mu (2 \cdot g \cdot H)^{1/2}$$

$$S = \frac{Q}{\mu(2 \cdot g \cdot H)^{1/2}} \text{ donc } S = \frac{0.032}{0.49(2 \times 9.81 \times 6.38)^{1/2}}$$

Avec :  $H = N_{\max} - N_{\min}$  ; avec :  $N_{\max} = N_{VM} = 920.38\text{m}$

$$H = 920.38 - 914 = 6.38\text{m}$$

$$\mu = 0.49$$

Donc :  $S = 0.0058\text{m}^2$

$$\text{Ou : } S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{ donc : } D = \left( \frac{4 \times 0.0058}{3.14} \right)^{0.5}$$

$$D = 0.086\text{m} = 86 \text{ mm}$$

Mais d'après les normes en prennent un diamètre minimum de 125mm en acier.

**b. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite :**

$$V_p = \frac{Q_p}{W_p}$$

Avec :  $Q_p$  : Débit de prise ( $Q_b = 0.032\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$W_p$  : Section de la conduite de prise d'eau,

$$W_p = \frac{\pi D^2}{4} \text{ donc } W_p = \frac{3.14 \times 0.125^2}{4}$$

$D$  : Diamètre de la conduite ( $D = 125\text{mm} = 0.125\text{m}$ ).

$$\text{Ou : } W_p = 0.0123\text{m}^2$$

$$V_p = 2.61\text{m/s} ; 2.61\text{m/s} < [V] = 4 \text{ m/s}$$

Donc :  $V_p$  la Vitesse admissible à ne pas dépasser dans les conduites en acier.

On constate que la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau est inférieure à la vitesse admissible dans une conduite en acier, ce qui implique la sécurité de notre conduite.

**c. Protection de la conduite de prise**

La protection de la conduite de prise (en acier) contre la corrosion et les chocs éventuels se fait en béton bitumineux toute autour, et pour la protéger contre le bouchage, on se propose une crépine (dégrillage) ayant pour but, la rétention des sédiments de taille importante.

**V.3. La vidange de fond :**

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

### V.3.1. Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge :

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

Avec : Q : débit de vidange en m<sup>3</sup>/s

$\mu$  : coefficient de débit :

$$\mu = \frac{1}{(\sum \xi + \lambda \times L)^{1/2}}$$

Avec :  $\sum \xi$  : Somme des coefficients de résistances ou pertes de charges aux différents points:

$\xi$  entrée = 0.20 ;  $\xi$  grille = 0.20 ,  $\xi$  vanne = 0.10 ,  $\xi$  sortie = 1 ,  $\sum \xi = 1.50$  ;

L : longueur de la conduite de vidange de fond, L = 80m ;

d : diamètre de la conduite proposé D = 400 mm ;

h : charge d'eau à compter du niveau normal de la retenue jusqu'à l'axe de la conduite de vidange de fond ;

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires :

$$\lambda = \frac{8.g}{C^2}$$

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

n = coefficient de rugosité de Manninig ; n=0,014

$R_H$  : rayon hydraulique,  $R_H = \frac{Sm}{Pm}$  ;

S : surface de la conduite,  $S = \frac{\pi D^2}{4} = 0.1256 \text{m}^2$  ;

Pm : périmètre mouillé de la conduite,  $Pm = \pi D = 1.256 \text{m}$  ;

Ou :  $R_H = 0.1 \text{m} \Rightarrow C = 48.66$

$\lambda = 0.033$

$\mu = 0.49$

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

$$Q = \mu \cdot S \cdot (2g \cdot H)^{1/2}$$

Donc :  $Q = 0.273(H)^{1/2}$

Charge d'eau à évacuer  $Z_i$  à compter du N.N.R jusqu'à l'axe de la conduite de vidange de fond.

$$Z_i = N.N.R - (C_{t \text{ GIF Av}} - \frac{D}{2})$$

$C_{t \text{ GIF Av}}$ : Cote de la génératrice inférieure à l'aval « à la sortie » de la conduite de vidange ;

D: diamètre de la conduite.

Ou :  $Z_i = 8.02\text{m}$  ;

$$Q = 0.773\text{m}^3/\text{s}.$$

**Tableau N° (V-9) : Variation du débit vidangeable par la vidange de fond.**

$Z_i(\text{m})$	8.02	7.2	6.2	5.2	4.2	3.2	2.2	1.2	0.2	0
$0.273 \cdot H^{1/2}$	0.773	0.733	0.680	0.623	0.559	0.488	0.405	0.299	0.122	0

**a. Calcul de la vitesse de vidange :**

La vitesse de vidange est calculée par la formule suivante :

$$V_{\text{vid}} = \frac{Q_{\text{vid}}}{W} \text{ donc } V_{\text{vid}} = \frac{0.773}{0.1256}$$

$V_{\text{vid}} = 6.15\text{m/s}$

**b. Calcul du temps de la vidange de fond :**

Tout le calcul est effectué à l'aide d'un tableau N° (V-9) ; en plus, il est nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette (courbe surface - capacité en fonction de la hauteur).

**Tableau N° (V-10) : Calcul du temps de vidange (D=400mm).**

Cote	Cote moyenne	$Z_i$	$Z_i^{1/2}$	Q	V	T=V/Q
m	m	m	m	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> )	(s)
921.82	921.41	7.41	2.72	0.743	63633.606	85644.15
921	920.5	6.5	2.55	0.696	54154.987	77808.89
920	919.5	5.5	2.35	0.640	27129.39	42389.67
919	918.5	4.5	2.12	0.579	15933.799	27519.51
918	917.5	3.5	1.87	0.511	9682.257	18947.67
917	916.5	2.5	1.58	0.432	4545.9888	10523.12
916	915.5	1.5	1.22	0.334	1512.3448	4527.98
915	914.5	0.5	0.71	0.193	230.6667	1195.16
914	914	0	0.00	0.000	0	0
						268556.16

Le temps nécessaire pour vider la retenue est : 268556.16s = 3j-2h-35min-56sec.

**V.3.2. Calcul du bassin d'amortissement après la chambre des vannes :**

Le débit à vidangé =  $0.773 \text{ m}^3 / \text{s}$ , avec une vitesse  $V_{\text{vid}} = 6.15 \text{ m} / \text{s}$ , lors de la vidange, la vitesse d'écoulement peut provoquer des problèmes à l'aval (érosion) ce qui nous amène à projeter un ouvrage de dissipation, on fait projeter des enrochements à la sortie de la vidange de fond.

**Conclusion :**

Les ouvrages annexes projetés à notre digue :

- Un évacuateur de crue latérale qui permet d'évacuer un débit de l'ordre  $13.97 \text{ m}^3 / \text{s}$ , qui débute par un seuil déversant type (WES), sur une longueur de coursier de 48 m et à la fin un ouvrage de dissipation d'énergie type II.
- La conduite de prise d'eau et la vidange de fond sont associées ; la prise d'eau avec un diamètre de 125 mm en acier enrobé, et la conduite de vidange ayant un diamètre de 400 mm en acier sur une longueur de 80 m.

*CHAPITRE VI*  
*ORGANISATION*  
*DE CHANTIER*

## **Introduction :**

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires, dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction à en matière de simultanéité des travaux sur quelques sous chantier pour accélérer la réalisation.

### **VI.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :**

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

#### **VI.1.1. Le maître de l'ouvrage :**

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

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

#### **VI.1.2. L'entrepreneur :**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure N° (VI-1).

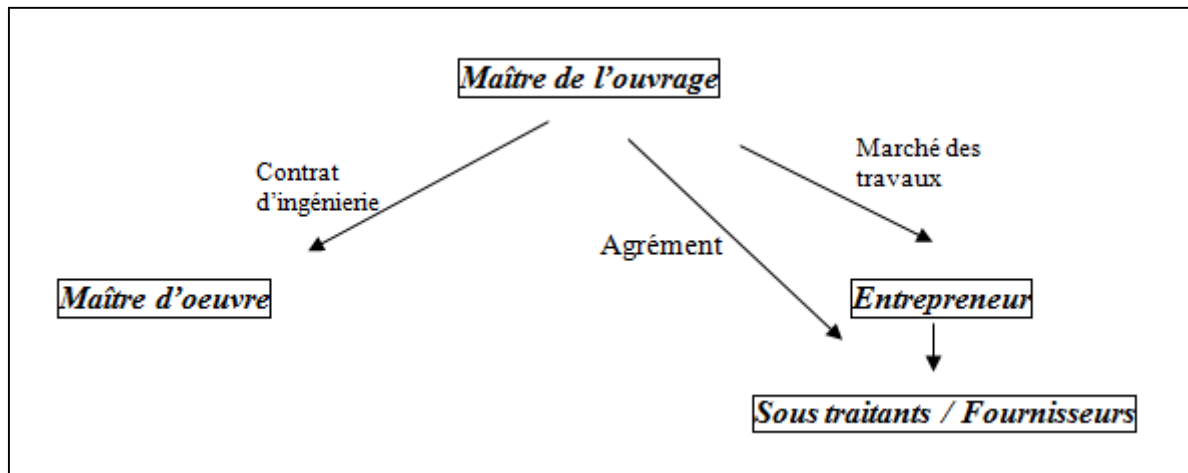


Figure N° (VI-1) : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier.

## VI.2. Réalisation du barrage en terre :

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

### VI.2.1. Les moyens de chantier :

#### a. Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

#### b. Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante par ce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

**c. Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur .....).

**d. Le matériel spécifique :**

On utilise comme matériel :

- Les engins de foration et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

## **VI.2.2. La succession des travaux :**

### **VI.2.2.1. Travaux préparatoires :**

Ils consistent essentiellement en :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Le décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- Le déboisement et le défrichage de la cuvette.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

### **VI.2.2.2. Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux) :**

Les travaux de construction doivent suivre un planning d'exécution bien étudié afin de gérer la construction et de respecter le plus possible les délais de réalisation.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé dans le tableau suivant :

- ❖ Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- ❖ Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- ❖ Approvisionnement des matériaux filtrants.
- ❖ Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- ❖ Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- ❖ Mise en place des équipements hydrauliques.
- ❖ Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

On peut résumer la succession des travaux dans le tableau suivant :

**Tableau N° (VI-1) : La succession des travaux.**

<b>Description succincte des phases successives</b>
<p><b>1. Travaux préparatoires :</b></p> <p>1.1. Etude préalable (conception détaillée et / ou reconnaissance complémentaire)</p> <p>1.2. Installation de chantier et implantation du barrage.</p> <p>1.3. Aménagement des accès et circulation du chantier.</p> <p>1.4. Aménagement des points d'eau.</p> <p>1.5. Aménagement des gisements (argile, sable et gravier).</p> <p>1.6. Dérivation provisoire du cours d'eau.</p> <p>1.7. Terrassement et aménagement des fouilles de fondations.</p> <p>1.8. Préparation des zones d'emprunt.</p> <p>1.9. Planche d'essais de compactage.</p> <p>1.10. Installation de la centrale à béton (silos et les cloisonnements...).</p> <p>1.11. Déboisement et démolitions éventuelles des d'infrastructures dans la cuvette.</p> <p><b>2. Exécutions des travaux :</b></p> <p>2.1 Réalisation de la clé d'étanchéité ou du rideau d'injection.</p> <p>2.2 Traitement des fondations rocheuses si nécessaire.</p> <p>2.3 Mise en place des conduites de prise et de vidange.</p> <p>2.4 Drainage de fondation s'il y a des venues d'eau.</p> <p>2.5 Exécution du prisme de drainage.</p> <p>2.6 Construction du remblai et exécution des drains.</p> <p>2.7 Génie civil des ouvrages de prise et de restitution.</p> <p>2.8 Génie civil de l'évacuateur de crues.</p> <p>2.9 Réalisation des protections des talus.</p> <p>2.10 Installation et tests des équipements hydrauliques.</p> <p><b>3. Travaux de finition :</b></p> <p>3.1 Fermeture des zones d'emprunt.</p> <p>3.2 Revêtement de la crête et des routes d'accès.</p> <p>3.3 Equipement divers et travaux d'aménagement des abords.</p>

### **VI.2.2.3. Mise en place du remblai:**

L'exécution du remblai en terre comprend les deux postes les plus importants d'un barrage en terre qui sont :

Le prélèvement des matériaux en ballastière et le compactage du remblai.

Les études de reconnaissance préliminaires ont permis de délimiter les zones d'emprunts du matériau destinées à la construction des barrages et de définir les caractéristiques de ses matériaux, notamment des limites de la teneur en eau naturelle dans les limites admissibles nécessite certaines précautions.

Les eaux de ruissellement des versants des zones d'emprunts seront collectées une ceinture de faussés drainant, entourant les ballastières. Dans le cas d'un matériau trop humide, entre les faussés de ceinture, il serait nécessaire de drainer la zone d'emprunts par réseau de faussés qui doit être établi suffisamment à l'avance pour la nécessité par scarifications de la couche superficielle en vue s'abaisser sa teneur en eau par aération. Cet effet, on peut également être conduit à effectuer le prélèvement des matériaux trop humide et sa mise en dépôt provisoire en couches minces, avant sa reprise pour le compactage.

Dans le cas d'un matériau trop sec, rectifie sa teneur en eau en l'humidifiant par aspersion après hersage compte tenu de la perméabilité relativement faible des matériaux généralement utilisés pour construire les barrages en terre, l'arrosage doit intervenir suffisamment à l'avance pour que la couche à mettre en œuvre humectée uniformément avant compactage. En particulier si l'arrosage a en lieu après l'épandage sur le remblai, le compactage ne devra être effectué que lorsque la couche aura été humectée de façon homogène, ce qui peut ralentir le chantier.

### **VI.2.2.4. Dérivation et protection contre les eaux :**

Elle consiste à protéger le chantier contre les crues durant la période de construction et cela en prévoyant les moyens et les ouvrages aptes à évacuer les eaux et à les éloigner des zones de construction. La construction d'un barrage nécessite la mise à sec et préparation des fondations.

L'assèchement est réalisé en moyen d'un ou de plusieurs batardeaux, digue pour dérivation provisoire.

La solution la plus simple consiste à réaliser en aval un petit batardeau de même matériaux de la digue, et pour poser la galerie, il faut aménager une tranchée qui à pour rôle de changer la trajectoire de l'oued. Afin d'éviter tous dégâts humains et matériels.

## **VI.3. Exécution de la digue :**

Travaux de préparation de l'assise de la digue :

### **a. Décapage de la couche végétale :**

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise les bulldozers.
- Pour les chargements on utilise les chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

**b. Exploitation des carrières :**

- Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.
- On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.
- On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

**c. Exécution de la fouille d'encrage de la digue:**

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.
- Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

**d. Exécution des filtres et des drains :**

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

**e. Protection de la crête :**

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

**f. Protection des talus:**

Immédiatement après l'achèvement du remblai compacté, la protection des talus du barrage devra être exécutée.

Celle du talus aval consistera à épandre la terre végétale en couche régulière sur le parement et l'enherber.

La protection du talus amont est assuré, les plan souvent par une couche d'enrochement anti- batillage disposée sur un filtre, les enrochements sont mis en place manuellement pour assurée un bon arrangement des blocs, tout en prenant soin de ne pas détériorer le filtre, les pierres étant disposé de manière à ce que leur plus grande dimension soit perpendiculaire au parement.

**VI.4. Travaux de bétonnage:**

L'étape de bétonnage est très importante dans la phase de construction, il est important de donner un intérêt particulier à cette étape.

Les travaux de bétonnage comprennent les processus suivants :

- Approvisionnement, stockage et manutention des constitutions.

- Dosage et malaxage des constitutions.
- Transport du béton frais jusqu'au pied d'œuvre.
- Mise en œuvre après coffrage est mise en place des armatures.

Pour réussir cette étape il y'a lieu de veiller à la bonne définition du béton et d'assurer les meilleurs conditions avant sa mise en œuvre.

**a. Malaxage:**

Le contrôle à béton mobile servant à alimenter l'évacuateur décrit chantier doit être mis en place à proximité des ouvrages en béton.

**b. Travaux de ferrailage:**

La mise en place des armatures est une étape très importante ayant lieu avant la mise du béton.

La construction des armatures s'effectue à l'atelier.

**c. Travaux de coffrage:**

On utilise du coffrage glissant pour l'exécution de l'évacuateur de crue, et un coffrage à direction de déplacement horizontal pour l'exécution de la vidange de fond.

**d. Reprise de bétonnage:**

La conduite de travail sera-t-elle que sa reprise sera peu nombreuse, il est recommandable de prendre pour une reprise les précautions suivantes :

- Augmenter la surface de reprise.
- Arrosé le béton.

**Conclusion :**

La retenue d'oued Souagui est faisable parce que le volume des eaux stockées est nettement supérieur à 4 fois le volume des terres de la digue (selon la norme algérienne).

***CONCLUSION  
GENERALE***

## **CONCLUSION GENERALE :**

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons fait le dimensionnement de la digue et ses ouvrages annexes.

L'axe du barrage sur oued Souagui a été fixe suite à en tenant compte des conditions topographiques et géologiques ainsi que des infrastructures existantes.

De point de vue hydrologique, nous estimons que l'apport est suffisamment important  $0.277 \text{ Hm}^3$  pour remplir la future retenue, qui est destiné à l'irrigation.

En analysant les résultats de notre travail, on voit que :

La disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et en qualité, sur le gîte d'emprunt qui est situé dans la cuvette constitue un critère favorable pour la variante (digue homogène).

L'emplacement de l'évacuateur de crue a été choisi à base d'une réflexion qui a pris en considération les critères du site (topographiques ; géologiques ainsi que les infrastructures existantes). Ces conditions nous obligent à projeter un évacuateur de crues à surface libre a entonnement frontal en rive gauche dans le sens de l'écoulement, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

L'emplacement de la vidange de fond et prise d'eau est défini pour permettre la réalisation dans de bonnes conditions loin des eaux courantes et dans les meilleurs délais ; et éventuellement une bonne exploitation des volumes d'eau de la retenue.

*REFERENCE*  
*BIBLIOGRAPHIQUE*

## Références bibliographiques

### ➤ *Livre :*

Technique des Barrages en Aménagement Rural « Direction de L'Aménagement PARIS FRANCE ».

### ➤ *Mémoires :*

**ADJABI SOUFIANE.**2003. Utilisation du logiciel SAP 2000N pour le calcul d'une digue de barrage. Etude d'un cas (barrage de Babar wilaya de Khenchela), pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Ecole nationale supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah.

**BOUCETTA YASSER.**2014. Etude de la retenue collinaire sur oued Grine, commune d'El djeddar W.Batna, pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état ; Ecole nationale supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah.

**BOUCHEMAL REDA.**2005. Etude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de KOLLA-W.Ain temouchent, pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ENSH-Blida.

**BOUABDELLI AHMED.**2005. Contribution a l'étude de l'onde de rupture d'un barrage en remblai a l'aide du logiciel castor v2.2 (cas du barrage de boukerdane wilaya de Tipasa), pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état; Ecole nationale supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah.

**BENYAICHE SMAHIA, CHAOUFI HALIMA.**2008. Etude de la retenue collinaire d'Agneb commune De elhadj elmecheri, pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état Wilaya. De laghouat. Université de Bechar.

**IDIR KAMEL.**2012. Avant projet (Géologie et géotechnique) de la retenue collinaire sur oued Souagui dans la commune de Bouhatem, wilaya de Mila.

**IHCENE LAMRI.**2008. Etude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotone et cyclique, Pour l'obtention du diplôme de magistère ; Université 20 Aout 1955 – Skikda.

**MESSAID BELKACEM.** 2009. Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre, pour l'obtention du diplôme de doctorat ; Université de Batna.

**MOSTEFAI ABDELMOUNAIM.**2003. Etude de faisabilité de la retenue Hadjia, Wilaya de Djelfa, pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état ; Ecole nationale supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah.

**NAIMI NOUREDDINE, BOUHAMDA TOUFIK.**2014. Dimensionnement D'un Évacuateur De Crues (Cas Du Barrage De Fontaine Des Gazelles -W- Biskra), Pour l'obtention du diplôme de master ; Université El-oued.

**OUMLABAT MOUAMED ABD ESSAMED.**2005. Etude d'une retenue collinaire sur oued El mroudj Wilaya de Setif), pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état ; Ecole nationale supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah.

**SAOUCHA LAMIA.**2009. Etude faisabilite d'une digue sue oued Laadhira wilaya de Ghardaia, pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état ; Ecole Nationale Supérieure Polytechnique.

➤ *Site web :*

[www.rocscinence.com/store/slide](http://www.rocscinence.com/store/slide)

[www.youtube.com/how to delineate a watershed using ArcGis](http://www.youtube.com/how%20to%20delineate%20a%20watershed%20using%20ArcGis) \_ comment delimitier le bassin versant en utilsant ArcGis

# *LES ANNEXES*

## Annexe N° 1 : Résultats des essais physiques (ZEI).

Fondation/zone d'emprunt		Granulométrie(%)							Teneur en eau (Wn)	Limites d'Atterberg				Classification
Puits	Profondeur	Cailloux	Graveler	Gros sable	Sable fin	Limons	Argiles	<80 $\mu$		LL	LP	IP	Ic	
(N°)	(m)	200 à 20mm	20 à 2mm	2 à 0.2mm	0.2 à 0.02mm	0.02 à 2 $\mu$	2 $\mu$ à 0.2 $\mu$	(%)	(%)	(%)	(%)		/	
P02	2.00-2.50	0.00	2.00	2.00	51.00	17.00	28.00	89.35	22.13	55.20	35.29	19.91	1.66	Lt
P03	2.50-3.00	1.00	3.00	14.00	40.00	8.00	34.00	64.21	26.79	55.47	28.95	26.52	1.08	At
PZE1	1.50-2.00	0.00	0.00	2.00	33.00	17.00	48.00	94.23	32.50	50.61	28.00	22.61	0.80	At
PZE2	1.40-1.90	0.00	9.00	9.00	82.00	/	/	69.27	20.98	60.46	37.50	22.96	1.72	Lt
PZE3	2.00-2.50	0.00	1.00	5.00	58.00	9.00	27.00	82.25	29.96	57.36	37.50	19.86	1.38	Lt
PZE4	1.50-2.00	9.00	7.00	6.00	78.00	/	/	67.37	18.85	34.90	23.33	11.57	1.39	Ap
PZE5	1.50-2.00	2.00	2.00	3.00	93.00	/	/	92.71	25.59	71.28	43.75	27.53	1.66	Lt
PZE6	1.50-2.00	6.00	5.00	10.00	79.00	/	/	60.31	26.01	51.82	30.00	21.82	1.18	Lt
PZE7	1.50-2.00	0.00	2.00	9.00	50.00	10.00	29.00	74.64	24.13	48.84	25.00	23.84	1.04	Ap
PZE8	2.00-2.50	0.00	2.00	12.00	86.00	/	/	73.48	24.32	52.89	29.17	23.72	1.20	At

Maximum	9.00	9.00	14.00	93.00	17.00	48.00	94.23	32.50	71.28	43.75	27.53	1.72	/
Moyenne	1.80	3.30	7.20	65.00	12.20	33.20	76.78	25.13	53.88	31.85	22.03	1.31	/
Minimum	0.00	0.00	2.00	33.00	8.00	27.00	60.31	18.85	34.90	23.33	11.57	0.80	/

## Annexe N° 2 : Résultats des essais physiques (ZEII).

Zone d'emprunt II		Granulométrie(%)							Teneur en eau (W <sub>n</sub> )	Limites d'Atterberg				Classification
Puits	Profondeur	Cailloux	Graviers	Gros sable	Sable fin	Limons	Argiles	<80μ		LL	LP	IP	IC	fine
(N°)	(m)	200 à 20 mm	20 à 2 mm	2 à 0.2 mm	0.2 à 0.02 mm	0.02mm à 2 μ	2 μ à 0.2 μ	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	/	/
P1	2.00 -2.50	0.00	0.00	0.00	9.00	26.00	65.00	99.00	23.09	65.80	23.00	43.00	1.00	At
P2	2.00 – 2.50	0.00	0.00	0.00	10.00	38.00	52.00	98.00	22.68	62.20	25.00	38.00	1.04	At

**Annexe N° 3 : Abaque de plasticité des matériaux de la fondation et des deux zones d'emprunt.**

