



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Aménagement et ouvrages hydrotechniques**

**THEME :**

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED  
HADJRA COMMUNE DE SOUR EL GHOZLANE  
(W. BOUIRA)**

**Présenté par :**

**ABDESSELAMYENE Manel Nousra**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M.K. MIHOUBI	Professeur	Président
D. DJOUDAR	Maître de Conférence (A)	Examineur
M.D BENSALAH	Maître de Conférence (B)	Examineur
I. ZAIBAK	Maître Assistant (A)	Examineur
M. BOUKHELIFA	Maître Assistant (A)	Promoteur

**Session Novembre 2019**

# *Dédicaces*

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance... Aussi, c'est tout simplement que je dédie ce modeste travail à :*

## **MES CHERS PARENTS**

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction, mon éducation et mon bien être.*

*Vous êtes la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez. Ce que je suis aujourd'hui c'est grâce à vous.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

## **MES CHERS FRERES : SID ALI et RAYEN mon petit frère que j'adore**

*Aucune dédicace ne saurait exprimer tout l'amour que j'ai pour vous*

*En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège. Je vous adore mes trésors*

## **LA MEMOIRE DE MON GRAND PERE**

*A l'âme de mon grand-père qui m'a toujours accompagné par ses prières. Que dieu l'accueille en son vaste paradis.*

**MA CHERE SAMIA**

*Merci énormément pour tous ce que tu as fait pour moi. Merci pour ton grand cœur, toutes vos qualités qui seraient trop longues à énumérer.*

**Ma belle SABRINE et ma douce NOUHA**

*Vous êtes l'une des plus belles rencontres de ma vie.*

*Une spéciale dédicace à ces meilleures copines qui comptent énormément pour moi, et pour qui je porte bcp de tendresse.*

**Ma copine IKRAM**

*Sans être sœurs de sang, devenons sœurs de cœurs*

**MANEL NOSRA**

# Remerciements

*Au terme de ce travail, je remercie Allah le tout puissant, de m'avoir donné la santé, la force, le courage et la volonté pour terminer mes études et accomplir ce mémoire.*

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à mon encadreur Mr BOUKHELIFA Mustapha. Je lui exprime ma reconnaissance pour la qualité de son encadrement et ses précieux conseils qui m'ont permis de mener à bien ce travail.*

*Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide de Mr A. ZEROUAL. Je lui remercie sincèrement pour son aide et ses conseils. Vous êtes pour nous l'exemple de rigueur et de droiture dans l'exercice de la profession.*

*Je tiens également à remercier Mr M.K. MIHOUBI et Mr I. ZAIBAK pour leurs aides et leurs disponibilités.*

*Je tiens aussi à remercier le président et les membres de jury, qui ont bien daigné siéger la soutenance de mon mémoire et pour le temps consacré à l'évaluation du présent document. Veuillez, trouver dans ce modeste travail l'expression de ma haute considération, de ma sincère reconnaissance et de mon profond respect.*

*Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*Mes vifs remerciements s'adressent à mes douces copines Sabrina et Nouha .*

**MANEL NOSRA**

## ملخص

قمنا في هذا العمل بدراسة شاملة حول انشاء سد صغير على "واد الحجره" بولاية البويرة لسقي ما يقارب 40 هكتارا من الأراضي الفلاحية.

في بداية هذه المذكرة أجرينا دراسة طبوغرافية، جيولوجية و جيوتقنية من أجل التحديد الأمثل لموقع انشاء السد. مكنتنا الدراسة الهيدرولوجية من حساب معدل تدفق الفيضان الذي قدر ب 89 م<sup>3</sup>/ثا وكذلك معدل التدفق الفائض من المياه الذي قدر ب 63.92 م<sup>3</sup>/ثا. سمح التنظيم الكمي بتحديد حجم الماء المخزن الذي قدر ب 150376.24 م<sup>3</sup>. نوع السد الذي تم اختياره هو سد أرضي متجانس الذي يبلغ ارتفاعه 13.06 م. المدفق المائي الذي استعمل في هذا السد له تصميم من نوع USBR و الذي يبلغ عرضه 15م و ارتفاعه 1.6م.

و في أخير هذه الدراسة قمنا بتنظيم ورشة البناء للسير الحسن لجميع الأعمال ، اضافة الى ذلك تم تقييم الكمي والمالي لمشروعنا .

## Résumé

Dans ce travail, nous avons mené une étude détaillée d'une retenue collinaire sur l'oued Hadjra la wilaya de Bouira afin d'irriguer d'environ 40 hectares de terres agricoles.

Nous avons entamé ce travail par l'étude topographique, géologique et géotechnique pour caractériser la faisabilité du site. L'étude hydrologique a permis de déterminer le débit de crue qui est estimé à 89 m<sup>3</sup>/s pour une période de retour de 100ans. Aussi la régularisation a permis de quantifier le volume d'eau stocké qui est de 150376.24 m<sup>3</sup>. Le débit laminé est de 63.92 m<sup>3</sup>/s. La digue projetée est de type terre homogène d'une hauteur de 13.06m. L'évacuateur de crue est de type USBR d'une largeur de 15m et une hauteur de 1.6m.

Notre étude est terminée par l'organisation de chantier qui permet le bon déroulement des travaux, ainsi qu'une estimation quantitative et financière de notre projet.

## Abstract

In this work, we conducted a study to carry out a small dam on Oued Hadjra wilaya of Bouira to irrigate about 40 hectares of agricultural land.

We started this work by the topographic, geological and geotechnical study to characterize the feasibility of the site. The hydrological study made it possible to determine the flood flow rate, which is estimated at 89 m<sup>3</sup>/s for a return period of 100 years. The regularization allowed quantifying the volume store which is of 150376.24 m<sup>3</sup>. The laminated flow rate is 63.92 m<sup>3</sup> / s. The type of dike chosen is homogeneous earth with a height of 13.06m. The type of spillway is USBR with a width of 15m and a height of 1.6m.

Our study is completed by the site organization that allows the smooth running of the work, as well as a quantitative and financial estimate of our project.

# TABLE DES MATIERES

<b>Introduction générale :</b> .....	2
--------------------------------------	---

## **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

Introduction : .....	4
I.1 Synthèse topographique : .....	4
I.1.1 Situation géographique du site : .....	4
I.1.2 Choix de l'axe de la retenue collinaire : .....	5
I.1.3 Emplacement des ouvrages annexes : .....	6
I.2 Synthèse géologique : .....	6
I.2.1 Géologie régionale : .....	6
I.2.2 Reconnaissance géologique sur terrain : .....	8
I.2.2.1 Levés géologiques : .....	8
I.2.2.2 Sondages : .....	8
I.2.2.3 Puits : .....	9
I.2.3 Géologie du site : .....	10
I.2.4 Caractéristiques de la cuvette : .....	10
I.2.4.1 Perméabilité de la cuvette : .....	10
I.2.4.2 Stabilité des versants de la cuvette : .....	11
I.2.5 Stabilité des terrains du site de la retenue : .....	11
I.2.6 Matériaux de construction de la retenue collinaire : .....	11
I.3 Synthèse géotechnique : .....	11
I.3.1 Sol de fondation : .....	12
I.3.1.1 Travaux de reconnaissance : .....	12
I.3.1.2 Essais de laboratoire : .....	12
I.3.2 Zone d'emprunt : .....	16
I.3.2.1 Résultats des essais de laboratoire et interprétation : .....	16
I.4 Sismicité du site : .....	18
Conclusion : .....	20

## Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction :	22
II.1 Le bassin versant :	22
II.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :	22
II.1.2 Caractéristiques physiographiques et hydromorphométriques du bassin versant :	23
II.1.2.1 Caractéristiques de la disposition dans le plan :	23
II.1.2.2 Caractéristiques de forme :	24
II.1.2.3 Relief :	25
II.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique :	31
II.2 Caractéristiques climatologiques :	36
II.2.1 Température de l'air :	36
II.2.2 Evaporation :	37
II.3 Etude des précipitations :	38
II.3.1 Traitement statistique des pluies annuelles de 1970 à 2010 :	38
II.3.1.1 Test d'homogénéité de la série pluviométrique (1970 à 2010) :	38
II.3.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles :	39
II.3.3 Ajustement des pluies annuelles :	40
II.3.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss) :	40
II.3.3.2 Test de validité de l'ajustement :	41
II.3.3.3 Résultat d'ajustement à la loi normale :	42
II.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières :	43
II.3.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) :	43
II.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) :	44
II.3.4.3 Comparaison graphique pour les deux lois :	45
II.3.5 Test d'adéquation pour les deux lois :	46
II.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi log normale) :	46
II.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités :	47
II.5 Evaluation des apports liquides :	49
II.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel $A_0$ :	49
II.5.2 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :	50
II.5.3 Caractéristiques de l'écoulement :	51
II.5.4 Coefficient de variation :	52
II.5.5 Estimation fréquentielle des apports :	53

II.5.5.1	Estimation à partir de la loi de Pearson :	53
II.5.5.2	Estimation à partir de la distribution log normale (Body) :	53
II.5.5.3	Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :	53
II.6	Evaluation de l'apport solide et le volume mort :	54
II.6.1	Estimation du transport solide :	55
II.6.2	Estimation du débit solide :	56
II.6.3	Calcul du volume mort :	57
II.7	Etude de la régularisation de la retenue :	58
II.7.1	Courbes caractéristiques de la retenue :	58
II.7.2	Répartition mensuel de l'apport 80% :	60
II.7.3	Répartition mensuel des besoins en eau :	61
II.7.4	Calcul du volume utile :	61
II.7.5	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	62
II.7.6	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	63
II.8	Etude des crues :	68
II.8.1	Modèles empiriques :	69
II.8.1.1	Formule de Maillet-Gauthier :	69
II.8.1.2	Formule de Turazza :	69
II.8.1.3	Formule de Sokolovsky :	70
II.8.1.4	Méthode fréquentielle de l'ANRH (Taibi) :	71
II.8.2	Modèles conceptuels :	72
II.8.2.1	La méthode du Soil Conservative Service - Curve Number :	72
II.8.3	Modèle probabiliste Gradex :	79
II.8.3.1	Principe de la méthode :	79
II.8.3.2	Hypothèses de la méthode :	79
II.8.3.3	Procédé de calcul de la méthode :	80
II.8.4	Méthode fréquentielle de MEDDI 2017 :	83
II.8.5	Choix de la crue de projet :	85
II.9	Estimation de la crue de projet :	85
II.10	Etude de laminage de la crue :	86
II.10.1	Laminage de crue par la méthode de Muskingum :	87
II.11	Etude d'optimisation :	89
II.11.1	Calcul du coût de la digue :	89



II.11.1.1	Calcul de la revanche : .....	89
II.11.1.2	Calcul de la hauteur du barrage : .....	91
II.11.1.3	Calcul de la largeur en crête : .....	91
II.11.1.4	Estimation du coût de la digue : .....	92
II.11.2	Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue : .....	93
II.11.2.1	Coût du déversoir : .....	93
II.11.2.2	Coût du canal d'approche : .....	94
II.11.2.3	Coût du coursier : .....	94
II.11.3	Coût Total de la retenue collinaire : .....	95
Conclusion : .....		96

### **Chapitre III – Etude des variantes de la digue**

Introduction : .....		99
III.1	Généralité sur les barrages en terre : .....	99
III.2	Choix du type de barrage : .....	99
III.3	Les variantes à choisir : .....	99
III.4	Conception des éléments principaux dans la retenue collinaire : .....	100
III.5	Revêtement des talus de la digue : .....	101
III.6	Digue à terre homogène : .....	103
III.6.1	Pentes des talus : .....	103
III.6.2	Système de drainage : .....	103
III.6.2.1	Dimensionnement du drain tapis : .....	103
III.6.2.2	Dimensionnement du prisme de drainage : .....	103
III.7	Digue zoné à noyau d'argile : .....	104
III.7.1	Pentes des talus : .....	104
III.7.2	L'étanchéité du remblai : .....	104
III.7.2.1	Dimensionnement du noyau : .....	105
III.7.3	Dimensionnement du drain tapis : .....	106
III.7.4	Dimensionnement du prisme de drainage : .....	106
III.8	Digue en enrochement à masque en béton : .....	107
III.8.1	Pentes des talus .....	107
III.8.2	Epaisseur du masque en béton : .....	107
III.9	Etanchéité de la fondation : .....	107
III.9.1	Clé d'étanchéité : .....	107

III.10	Calcul du volume des différents matériaux :.....	107
III.10.1	Digue homogène en argile : .....	107
III.10.2	Digue zonée à noyau d'argile :.....	110
III.10.3	Digue en enrochement à masque en béton :.....	113
III.11	Estimation du coût de variante :.....	114
	Conclusion :.....	115

## **Chapitre IV– Conception détaillée de la digue**

	Introduction :.....	117
IV.1	Détail constructif de la digue : .....	117
IV.2	Protection du remblai : .....	117
IV.2.1	Revanche :.....	117
IV.2.2	Revêtement des talus : .....	118
IV.3	Protection de la crête :.....	118
IV.4	Bermes :.....	119
IV.5	Drains et filtres :.....	119
IV.5.1	Les drains :.....	119
IV.5.2	Les filtres : .....	120
IV.5.2.1	Calcul des filtres :.....	120
IV.6	La clé d'étanchéité : .....	124
IV.7	Etude des infiltrations : .....	124
IV.7.1	Tracé de la ligne de saturation : .....	125
IV.7.2	Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue : .....	127
IV.7.3	Calcul du débit de fuite à travers la fondation :.....	128
IV.7.4	Calcul du débit total de fuite à travers la retenue (digue + fondation) : .....	128
IV.8	Etude de stabilité : .....	129
IV.8.1	Hypothèses de calcul de stabilité de la digue :.....	129
IV.8.2	Etude de l'équilibre des talus par la méthode de FELLENIUS :.....	129
IV.8.3	Détermination de la zone du cercle critique selon le principe de FONDEEV :...	131
IV.8.4	Les forces agissant sur une tranche :.....	132
IV.8.5	Classement des forces :.....	134
IV.8.6	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement : .	135
	Conclusion :.....	138

## **Chapitre V – Conception détaillée des ouvrages annexes**

Introduction :	140
V.1 Vidange de fond :	140
V.1.1 Choix de l'ouvrage de vidange :	140
V.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :	141
V.2 La prise d'eau :	143
V.2.1 Choix de l'ouvrage de prise d'eau :	144
V.2.2 Dimensionnement de la prise d'eau :	144
V.3 Ouvrages d'évacuateur de crue :	145
V.3.1 Différents types d'évacuateurs de crue :	145
V.3.2 Critères de choix de type de l'évacuateur de crue :	146
V.3.3 Choix de la variante :	146
V.3.4 Constitution de l'ouvrage :	146
V.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue :	146
V.4.1 Canal d'approche :	147
V.4.2 Déversoir :	147
V.4.3 Chenal d'écoulement :	152
V.4.4 Convergent :	153
V.4.5 Coursier :	155
V.4.6 Bassin de dissipation :	162
V.4.7 Canal de fuite :	165
Conclusion :	167

## **Chapitre IV : Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet**

Introduction :	170
VI.1 Ordre d'exécution des travaux :	170
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	170
VI.3 Travaux de réalisation :	171
VI.4 Les moyens de chantier :	171
VI.5 Planification :	172
VI.5.1 Etapes de la planification :	172
VI.5.2 Plannings des travaux :	173
VI.5.3 Techniques de la planification :	173

VI.5.3.1	Méthodes basées sur le réseau :.....	173
VI.5.4	Méthode de calcul de C.P.M.....	174
VI.5.5	Symboles des différentes opérations :.....	175
VI.6	Détermination des chemins critiques : .....	176
VI.7	Devis estimatif de la digue et des ouvrages annexes de la retenue collinaire :.....	176
	Conclusion :.....	178
	<b>Conclusion générale :</b> .....	180
	<b>Références bibliographies :</b> .....	182

# Liste des figures

## Chapitre I – Présentation de la zone d'étude

Figure. I. 1: Carte de la zone d'étude obtenue avec le logiciel Arcgis.....	5
Figure. I. 2: Carte zonage sismique du territoire national (RPA, 2003) .....	19

## Chapitre II – Etude hydrologique

Figure II. 1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major de Sour El Ghozlane Feuille NJ-31- IV-8- Ouest, établie en 1985 (ANRH Blida) .....	23
Figure II. 3 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued Hadjra .	26
Figure II. 4: Réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis.....	32
Figure II. 5: Répartition mensuelle de la température en 2010 .....	37
Figure II. 6: Variation mensuelle de la température en 2010 .....	37
Figure II. 7: Carte pluviométrique de la zone d'étude de l'année 2005 .....	40
Figure II. 8: l'ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble du bassin versant d'oued Hadjra .....	42
Figure II. 9: Ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued Hadjra .....	44
Figure II. 10: Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued Hadjra .....	45
Figure II. 11: Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel .....	45
Figure II. 12: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen mensuel (1970-2010).....	51
Figure II. 13 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80% .....	54
Figure II. 14 : Courbe surface-hauteur .....	60
Figure II. 15 : Courbe capacité –hauteur.....	60
Figure II. 16 : Carte d'occupation du sol du bassin versant d'oued Hadjra obtenue avec le logiciel Arc gis .....	74
Figure II. 17 : Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 5 ans par la méthode SCS-CN.....	76
Figure II. 18 : Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 10 ans par la méthode SCS-CN.....	76
Figure II. 19 : Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 20 ans par la méthode SCS-CN.....	77
Figure II. 20 : Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 50 ans par la méthode SCS-CN.....	77
Figure II. 21 : Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 100 ans par la méthode SCS-CN.....	78
Figure II. 22 : Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 200 ans par la méthode SCS-CN.....	78
Figure II. 23 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits pour notre cas.....	82

Figure II. 24 : Limites géographiques des trois régions identifiées pour le calcul de débit maximum par MEDDI et al, 2018.....	84
Figure II. 25 : Courbe de laminage de crue.....	86
Figure II. 26 : Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants.....	88
Figure II. 27 : Courbe d'optimisation.....	96

## **Chapitre IV– Conception détaillée de la digue**

Figure IV. 1 : Principe de calcul d'une transition dans un Prisme de drainage (Mihoubi,2014) .....	121
Figure IV. 2 : Schéma de calcul de la ligne de saturation (Mihoubi, 2014).....	125
Figure IV. 3 : Schéma de calcul de la ligne de saturation : cas d'un drain horizontal (Technique des barrages en aménagement rural).....	126
Figure IV. 4 : Définition du cercle de glissement par la méthode des tranches.....	130
Figure IV. 5 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de FELLENIUS .....	130
Figure IV. 6 : Zone du centre du cercle critique selon principe de FONDEEV .....	132
Figure IV. 7 : Schéma de calcul statique.....	134

## **Chapitre V – Conception détaillée des ouvrages annexes**

Figure V. 1 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur .....	142
Figure V. 2 :Paramètre du profil du déversoir de type USBR (Design of small dams).....	148
Figure V. 3 : Valeurs de $X_c$ (Design of small dams).....	149
Figure V. 4 : Valeurs de $Y_c$ (Design of small dams).....	149
Figure V. 5 : Valeurs de $R_1$ et $R_2$ ( Design of small dams).....	150
Figure V. 6 : Valeurs des paramètres K et n ( design of small dams).....	151
Figure V. 7: Profil du déversoir USBR (Echelle : 1/50 ).....	152
Figure V. 8 : Schéma d'un convergent ( KHATSURIA, 2005).....	153
Figure V. 9 : Graphique de la ligne d'eau dans la première partie de coursier.....	157
Figure V. 10 : Tracé de la ligne d'eau.....	160
Figure V. 11 : Schema de bassin de dissipation de type III ( Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators).....	163
Figure V. 12 : Caractéristiques du bassin de dissipation type III (Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators).....	164
Figure V. 13 : Schéma de l'évacuateur de crue.....	168

## Liste des tableaux

### Chapitre I – Présentation de la zone d'étude

Tableau. I. 1 : Coordonnées en UTM du site de la retenue collinaire d'Oued Hadjra : .....	5
Tableau. I. 2 : Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue ( LNHC de Bouira, 2009).....	13
Tableau. I. 3 : Caractéristiques mécaniques de la zone d'emprunt (LNHC de Bouira, 2009) .....	17
Tableau. I. 4 : Caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt (LNHC de Bouira, 2009) ...	17
Tableau. I. 5 : Valeurs de l'accélération sismique en fonction des zone et type d'ouvrage.....	19

### Chapitre II – Etude hydrologique

Tableau. II. 1 : Coordonnées géographiques de l'exutoire.....	22
Tableau. II. 2: Surfaces partielles par tranche d'altitude.....	26
Tableau. II. 3: Détermination de $H_{50\%}$ , $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ .....	27
Tableau. II. 4: Détermination de l'altitude moyenne $H_{moy}$ .....	27
Tableau. II. 5: Tableau récapitulatif des résultats précédents .....	28
Tableau. II. 6: Pente moyenne du bassin versant .....	28
Tableau. II. 7: Classification du relief.....	29
Tableau. II. 8: Classification du relief.....	30
Tableau. II. 9: Détermination de l'indice de pente de Roche Ip .....	31
Tableau. II. 10: Temps de concentration $t_c$ .....	34
Tableau. II. 11: Récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin...	35
Tableau. II. 12: Distribution mensuelle de la température en °C.....	36
Tableau. II. 13: Variation mensuelle de l'évaporation en 2010 .....	37
Tableau. II. 14: Coordonnée Lambert de la station pluviométrique .....	38
Tableau. II. 15: Résultat de test de Wilcoxon .....	39
Tableau. II. 16: Répartition mensuelles de la pluie moyenne (1970- 2010) .....	39
Tableau. II. 17: Résultat du test de khi carré.....	41
Tableau. II. 18: Caractéristiques de la série pluviométrique.....	42
Tableau. II. 19: Résultat des pluies annuelles fréquentielles (1970 à 2010).....	43
Tableau. II. 20: Résultat du test de khi carré pour les trois lois .....	46
Tableau. II. 21: Caractéristiques de la série pluviométrique.....	46
Tableau. II. 22: Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour .....	47
Tableau. II. 23: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	48
Tableau. II. 24: Précipitations et intensités pour différentes fréquences .....	48
Tableau. II. 25: Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques .....	50
Tableau. II. 26: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1970-2010).....	50
Tableau. II. 27: Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement .....	52
Tableau. II. 28: Récapitulation de l'apport fréquentiel .....	53
Tableau. II. 29: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80% .	54
Tableau. II. 30: Valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité.....	55
Tableau. II. 31: Récapitulation de l'apport solide.....	56

Tableau. II. 32: Récapitulation du débit solide .....	57
Tableau. II. 33: Récapitulation de calcul du volume mort .....	58
Tableau. II. 34: Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue.....	59
Tableau. II. 35 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel .....	60
Tableau. II. 36 : Répartition mensuel des consommations .....	61
Tableau. II. 37 : Détermination du volume utile de la retenue.....	62
Tableau. II. 38 : Les volumes des pertes dans la retenue .....	64
Tableau. II. 39 : Détermination du volume utile de la retenue.....	64
Tableau. II. 40 : Les volumes des pertes dans la retenue pour la deuxième approximation ....	66
Tableau. II. 41 : Détermination du volume utile de la retenue.....	67
Tableau. II. 42 : Récapitulatif des résultats de calcul.....	68
Tableau. II. 43 : Débits maximums par Mallet –Gauthier .....	69
Tableau. II. 44 : Débits maximums par Turazza pour différentes périodes de retour.....	70
Tableau. II. 45 : Valeur de $\gamma$ en fonction des caractéristiques des bassins versants. ....	71
Tableau. II. 46 : Débits maximums par Sokolovsky pour différentes périodes de retour.....	71
Tableau. II. 47: Débits de point pour différentes périodes de retour .....	71
Tableau. II. 48 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes .....	72
Tableau. II. 49: Catégories d'occupation du sol et valeurs de CN.( McCuen,2004) .....	75
Tableau. II. 50 : Calcul de la valeur de CN.....	75
Tableau. II. 51: Débit de crue obtenu par la méthode SCS-CN.....	79
Tableau. II. 52: Ajustement des pluies maximales journalières.....	81
Tableau. II. 53 : Résultats des débits décennaux.....	81
Tableau. II. 54 : Modèle pour calculer $Q_{max}$ en fonction de la surface du bassin versant (A) en km <sup>2</sup> et la pente du cours d'eau principal (S) sans unité :.....	83
Tableau. II. 55 : Q(F) (quantile fonction).....	84
Tableau. II. 56 : Détermination du débit max pour T= 100 ans par la méthode fréquentielle de MEDDI.....	84
Tableau. II. 57 : Récapitulatif des résultats de calcul des crues.....	85
Tableau. II. 58 : Crues de projet recommandées .....	85
Tableau. II. 59 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum.....	89
Tableau. II. 60 : Résultat de calcul de la revanche.....	90
Tableau. II. 61 : Résultat de calcul de la hauteur de la retenue.....	91
Tableau. II. 62 : Calcul de largeur en crête .....	92
Tableau. II. 63 : Calcul du volume de la digue .....	92
Tableau. II. 64 : Coût de la digue pour différentes largeurs dèversantes .....	93
Tableau. II. 65 : Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes .....	94
Tableau. II. 66 : Coût du canal d'approche .....	94
Tableau. II. 67 : Coût du coursier.....	95
Tableau. II. 68 : Coût total de la retenue collinaire.....	95
Tableau. II. 69 : Récapitulatif des résultats obtenus .....	96



### **Chapitre III – Etude des variantes de la digue**

Tableau III. 1 : Valeurs indicatives des fruits de talus .....	101
Tableau III. 2 : Valeurs de coefficients sont données par le tableau suivant : .....	102
Tableau III. 3 : Epaisseur de l'encrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	102
Tableau III. 4 : Calcul des volumes des recharges (argile) .....	108
Tableau III. 5 : Calcul des volumes du rip-rap (encrochement), talus amont ( $e = 0.3m$ )....	108
Tableau III. 6 : Calcul des volumes du sable, talus amont ( $e = 0.15 m$ ).....	109
Tableau III. 7 : Calcul des volumes du gravier, talus amont ( $e = 0.15 m$ ).....	109
Tableau III. 8 : Calcul des volumes des pierres, talus aval ( $e = 0.4m$ ) .....	110
Tableau III. 9 : Calcul des volumes du noyau .....	110
Tableau III. 10 : Volume des recharges .....	111
Tableau III. 11 : Calcul des volumes du rip-rap (encrochement), talus amont ( $e = 0.3m$ )..	111
Tableau III. 12 : Calcul des volumes du sable, talus amont ( $e = 0.15 m$ ).....	112
Tableau III. 13 : Calcul des volumes du gravier, talus amont ( $e = 0.15 m$ ).....	112
Tableau III. 14 : Calcul des volumes des pierres, talus aval ( $e = 0.4 m$ ) .....	113
Tableau III. 15 : Calcul du volume d'encrochement .....	113
Tableau III. 16 : Volume du masque en béton .....	114
Tableau III. 17 : Coûts des différentes variantes étudiées.....	114

### **Chapitre IV– Conception détaillée de la digue**

Tableau IV. 1 : Profil général de la digue .....	117
Tableau IV. 2 : Détail de revêtement des talus.....	118
Tableau IV. 3 : Dimensions du tapis drainant et du prisme de drainage.....	120
Tableau IV. 4 : Récapitulatif des données de la 1ère couche de filtre .....	123
Tableau IV. 5 : Récapitulatif des résultats de la 1ère condition.....	123
Tableau IV. 6 : Récapitulatif des données de la 1ère couche de filtre .....	123
Tableau IV. 7 : Récapitulatif des résultats de la 1ère condition.....	123
Tableau IV. 8 : Coordonnées de la parabole de KOZENY .....	127
Tableau IV. 9 : Débit de fuite à travers la digue .....	128
Tableau IV. 10 : Débit de fuite de la fondation.....	128
Tableau IV. 11 : Débit de fuite total.....	128
Tableau IV. 12 : Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus.....	131
Tableau IV. 13 : Valeurs des $R_1$ et $R_2$ .....	131
Tableau IV. 14 : Coefficient de stabilité admissible des talus .....	135
Tableau IV. 15 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement .....	137

### **Chapitre V – Conception détaillée des ouvrages annexes**

Tableau V.1 : Temps de vidange pour différents diamètres .....	143
Tableau V. 2 : Calcul des vitesses .....	143

Tableau V. 3 : Calcul des vitesses dans le cas de deux conduites.....	143
Tableau V. 4 : Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue .....	146
Tableau V. 5 : Coordonnées du profil aval du déversoir .....	151
Tableau V. 6 : Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier.....	157
Tableau V. 7 : Dimensions du coursier à marche d'escalier .....	158
Tableau V. 8 : Calcul de la ligne d'eau dans la première marche .....	158
Tableau V. 9 : Calcul de la ligne d'eau dans la deuxième marche .....	159
Tableau V. 10 : Calcul de la ligne d'eau dans la troisième marche .....	159
Tableau V. 11 : Calcul de l'énergie dissipée.....	161
Tableau V. 12 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR. ....	162

#### **Chapitre IV : Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet**

Tableau VI. 1 : Symboles des opérations .....	175
Tableau VI. 2 : Devis quantitatif de la digue ( Bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF).....	176
Tableau VI. 3 : Devis quantitatif de l'évacuateur de crue (Bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF).....	177
Tableau VI. 4 : Devis quantitatif de la prise d'eau et vidange de fond (Bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF) .....	177
Tableau VI. 5 : Estimation des ouvrages.....	178

## Liste des annexes

Annexe A : .....	185
Annexe B : .....	188
Annexe C : .....	207
Annexe D : .....	227
Annexe E : .....	229

## Liste des planches

**Planche 1 :** Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur oued Hadjra (W.Bouira)

**Planche 2 :** Coupe géologique de l'axe de la retenue collinaire.

**Planche 3 :** Coupe type de la variante retenue « digue ».

**Planche 4 :** Coupe type des variantes étudiées « digue ».

**Planche 5 :** Schéma de calcul de stabilité de la digue.

**Planche 6 :** Profil en long de la vidange de fond et la prise d'eau.

**Planche 7 :** Profil en long de l'évacuateur de crue.

**Planche 8 :** Coupes transversales de l'évacuateur de crue.

## Liste des abréviations

A.N.R.H : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.  
CN: Curve-Number (Courbe Numérotée).  
CPM: Critical Path Method.  
DTR : Durée Totale du Projet.  
ETHCS: Engineering Technical Hydraulic Consult Service.  
LNHC : Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction  
NGA : Nivellement Général Algérien.  
ONM : Office National de la Météorologie  
O.R.S.T.O.M : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer  
R.P.A : Règles Parasismiques Algériennes.  
SCS : Soil Conservation service.  
USBR: United States Bureau of Reclamation.  
USCS: Unified Soil Classification System.  
UTM : Universal Transverse Mercator.

# **Introduction générale**

## Introduction générale :

L'eau est la source de la vie. C'est une ressource rare et précieuse, essentiel pour le développement du secteur agricole, industriel et économique et vital pour l'alimentation en eau potable. Il existe plusieurs terres agricoles très riches, où l'irrigation n'est pas pratiquée à cause du manque d'ouvrages de mobilisation. Ceci oblige la réalisation des retenues collinaires. Ce programme ambitieux aura un impact positif sur l'agriculture.

A cet effet, notre travail est consacré à l'étude de l'aménagement de la retenue collinaire de la commune de Sour-El-Ghozlane, wilaya de Bouira.

Le contenu du présent mémoire va s'accroître sur tous les détails de cette retenue, il se divisera en six principales parties. Dans la première on essaiera de donner une présentation de la zone d'étude, en commençant par la topographie pour définir le site de la retenue. Aussi nous étudierons des reconnaissances géologiques faites sur terrain par la réalisation des sondages et des puits pour donner les caractéristiques géologiques de la zone d'emprunt et la fondation de la digue. Puis nous déterminerons les caractéristiques géotechniques des échantillons prélevés par les sondages, qui ont été soumis à des essais physiques, mécaniques et chimiques.

Dans la deuxième partie, nous déterminerons les caractéristiques de notre bassin versant. Nous ferons l'ajustement des pluies journalières et annuelles par logiciel hyfran. Ensuite nous étudierons la régularisation pour évaluer le volume d'eau stocké. Nous estimerons le débit de crue pour une période de retour de 100ans par différentes méthodes : empiriques, SCS-CN, Gradex et formule de Meddi. Nous passerons par la suite au calcul du débit laminé par la méthode de Muskingum. A l'issue de cette partie, nous ferons une optimisation du coût de la retenue pour une dimension optimale du déversoir.

La troisième partie, nous proposerons trois variantes de la digue. Ensuite nous calculerons le volume des différents matériaux nécessaires à la construction de chaque digue. Puis nous choisirons la digue la plus adaptée du point de vue technico-économique.

La quatrième partie portera sur la digue choisie. Nous donnerons un détail constructif de la digue. Puis nous calculerons les filtres utilisés dans la digue qui vont respecter les conditions de Terzagui. Ensuite nous étudierons les infiltrations dans le corps de la retenue pour tracer la ligne de saturation qui est donnée par Kozeny. Aussi nous ferons l'étude de stabilité par la méthode de Fellinius afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage pour le cas normal et dans le cas de séisme par divers sollicitation : fin de construction, fonctionnement normal et vidange rapide.

La cinquième partie consistera à dimensionner les ouvrages annexes : la vidange de fond, la prise d'eau et l'évacuateur de crue. Nous calculerons le diamètre de la conduite de vidange et celle du prise d'eau et le temps de vidange. Aussi, nous déterminerons les dimensions de l'évacuateur de crue. Pour le profil du déversoir sera choisi de type USBR.

Enfin, la dernière partie portera sur l'organisation de chantier et la détermination de la durée de réalisation de ce projet par la méthode du chemin critique basée sur le réseau à nœud. Puis nous calculerons le devis estimatif de l'ouvrage.



# Chapitre I

## Présentation de la zone d'étude



## Introduction :

La construction des barrages exige des prospections et travaux de reconnaissance topographiques et d'investigation géologiques et géotechniques de plus en plus poussés dans l'optique de chercher des conditions sévères de sécurité au projet.

D'une manière générale, avant de commencer l'étude de l'avant-projet, il est nécessaire de déterminer les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrage.

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

Le présent chapitre explique les principaux travaux à réaliser dans le cadre de choisir un site potentiel, l'axe de la digue et ses ouvrages annexes et définir la qualité géotechnique du sol de fondation, les matériaux de construction pour les zones d'emprunts et la perméabilité des sols de la cuvette.

### I.1 Synthèse topographique :

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets comme 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 la retenue collinaire et ses ouvrages annexes. Donc à l'aide des plans topographiques on tirera par ailleurs deux sortes de graphes, les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, dont 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 (Maurice, 1999).

#### I.1.1 Situation géographique du site :

La zone d'étude de la retenue collinaire d'Oued Hadjra se situe dans la wilaya de Bouira éloigné de 119 km au sud-est d'Alger et au sud de la chaîne du Djurdjura dans l'Atlas Tellien, à 525m d'altitude, elle se trouve dans la vallée du fleuve Sahel qui est dominé au nord par le piton montagneux de Tikjda.

Le site de la retenue collinaire sur Oued Hadjra, commune de Sour El Ghozlane et celui du bassin versant sont situés au Sud-Ouest du Chef-lieu de la commune et ils sont identifiés sur la carte ci-dessous, le site est limité par la commune d'El-Hachimia au nord, commune d'El-Hakima à l'est, commune de Dirah au sud et par la commune Dechmia à l'ouest (Figure. I.1).

Pour accéder au site, il suffira d'emprunter la RN N°8 qui traverse la ville de Sour El Ghozlane. Juste à la sortie Sud de cette agglomération, il faut prendre une route secondaire qui se dirige vers l'Ouest et qui longe l'Oued Hadjra sur la rive gauche. L'axe de la digue est implanté à une distance de 900m du centre-ville de Sour El Ghozlane.

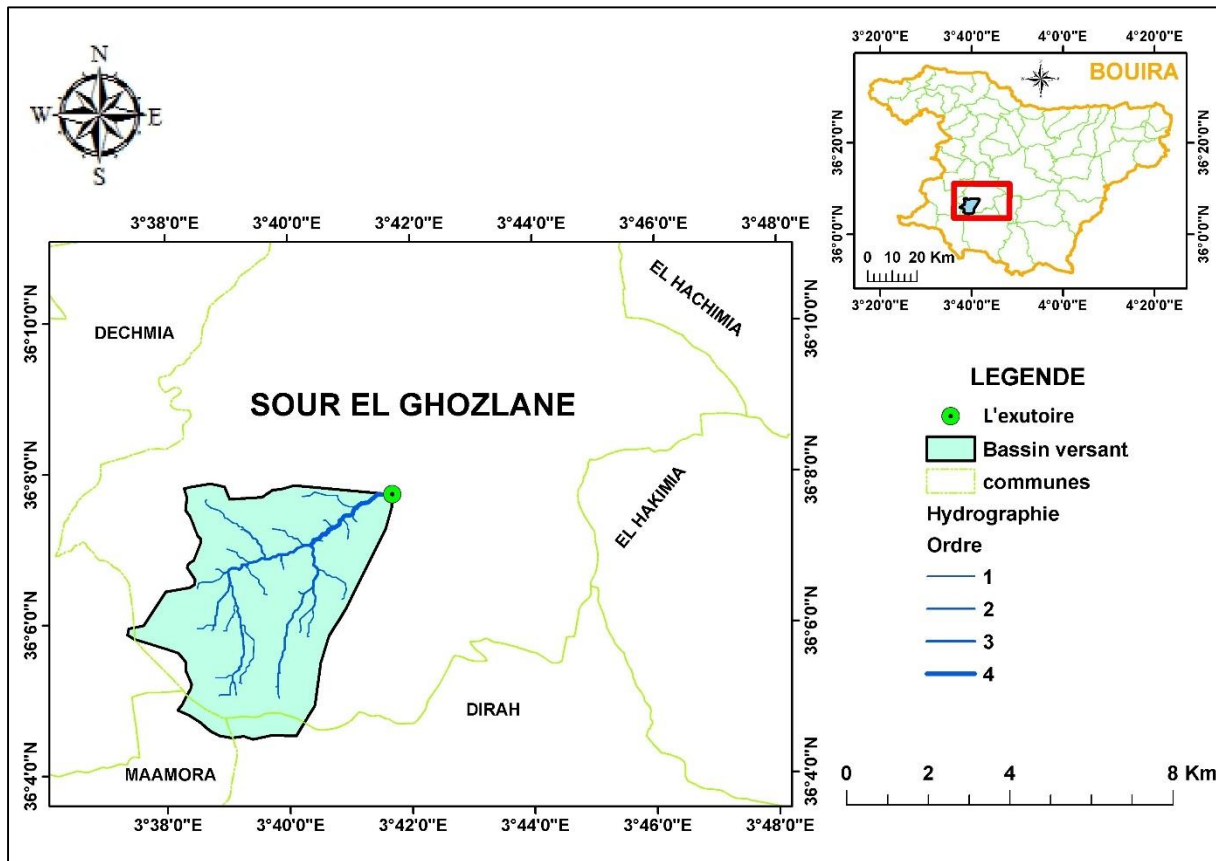
Pour justifier les conceptions des études, on a eu les documents cartographiques suivants :

- Carte d'état-major de Sour El Ghozlane à l'échelle : 1/50000°.
- Levé topographique du site de la retenue collinaire à l'échelle : 1/1000°.

Les coordonnées en UTM selon la carte d'Etat- major de Sour El Ghozlane – feuille NJ-31-IV-8-Ouest établie en 1985 à l'échelle 1/50000<sup>e</sup> sont représentées dans le tableau. I.1

**Tableau. I. 1 :** Coordonnées en UTM du site de la retenue collinaire d'Oued Hadjra :

X (km)	Y (km)	Z (m)
562.245	3998.445	900



**Figure. I. 1:** Carte de la zone d'étude obtenue avec le logiciel Arcgis

### I.1.2 Choix de l'axe de la retenue collinaire :

A ce stade, il est indispensable de prospecter la topographie la plus favorable pour réaliser un projet fiable et économique.

La morphologie de la vallée est un facteur clé sur le choix d'axe du barrage. Dans ce contexte, il est souhaitable de chercher un resserrement de vallée garantissant un emploi de quantités minimum du matériau dans le corps du barrage (Mihoubi, 2014). D'autre part, il faut assurer des critères qui sont notamment les suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera stockée dans la retenue.
- Avoir une bonne géologie pour l'emplacement de la retenue.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.

- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

## I.1.3 Emplacement des ouvrages annexes :

### ◆ L'évacuateur de crue :

Selon l'étude du plan général de la retenue et les données recueillies lors de la reconnaissance sur site qui sont faites par le bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF en 2009, on remarque que la rive droite du site s'y prête mieux à recevoir l'évacuateur de crue.

### ◆ Prise d'eau et vidange de fond :

L'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond qui font l'objet d'un seul ouvrage pourra être implanté, à proximité de l'oued.

## I.2 Synthèse géologique :

La géologie constitue le critère essentiel pour le choix du type de barrage. Une analyse détaillée de l'ensemble des paramètres géologiques doit être entreprise avant de pouvoir se prononcer sur la faisabilité de tel ou de tel type de barrage. C'est aussi la raison pour laquelle un programme d'investigation est de première importance quel que soit le type d'ouvrage et ses dimensions pour acquérir une bonne connaissance du sous-sol. La nature, la qualité et les caractéristiques des fondations vont donc jouer un rôle prépondérant dans la sélection du type de barrage. (Degoutte, 2002)

La géologie du site de la retenue collinaire d'Oued Hadjra commune de Sour El Ghozlane est illustrée par l'extrait de la carte géologique N°166 établie en 1960 (voir Annexe A01).

### I.2.1 Géologie régionale :

#### **Stratigraphie générale (extrait de la notice de la carte géologique N116 établie en 1960)**

La région d'Aumale est située à la lisière méridionale du Tell. Elle subit les influences du climat méditerranéen et du climat subdésertique des régions hodnéennes.

Les pluies tombent en grosses averses durant les mois d'hiver et de printemps, et entrainement, dans les oueds transformés en torrents boueux, les fragments de roches desquamées par les chutes de neige et les gelées hivernales. Sur les plus fortes pentes, la terre arable est rapidement enlevée ; dans les reliefs en Bad lands : ravins ramifiés étroits et profonds sans terre végétale.

Dans la partie nord, le réseau hydrographique se rattache au versant méditerranéen ; dans la partie sud les oueds convergent vers la dépression fermée du Hodna.

La ligne de crête des djebels Dirah et Bou Sedar marque la limite de partage des eaux.

La structure tectonique joue un rôle prépondérant sur l'orographie et la morphologie de cette région. Au nord, la chaîne autochtone des Biban, est formée par une alternance régulière de crêtes calcaires ou gréseuses et de combes marneuses, orientées E-W. Les cluses des oueds Lekhal et Zeroua constituent les « portes » (Biban) facilitant l'accès des régions septentrionales. Les points bas de ces cluses se situent vers la cote 800-850 m. Au sud du parallèle d'Aumale, le relief est très morcelé, au gré des terrains constituant les unités sud-

telliennes, telles qu'elles ont été définies par les géologues, d'après les levés systématiques exécutés dans la région comprise entre Boghar et l'oued Okriss. Les assises marneuses sont fortement ravinées. Les grès numidiens et les conglomérats du Miocene continental constituent des carapaces plus résistantes à l'érosion, et forment les plus hauts reliefs : Guern et Slem, 1.371m ; Dj Bou Sedar, 1.389m ; Dj Dirah, 1.810m.

Une dépression topographique sépare les Biban de la zone sud-tellienne et facilite les communications vers l'Est et l'Ouest.

Les premières reconnaissances géologiques ont été effectuées en 1866 par A.PERON et les levés systématiques par J.SAVORNIN .

- **Eboulis de grès :**

La nature gréseuse des principales montagnes qui sont particulièrement favorables à la formation de grands éboulis. Ceux-ci, amas de bloc à arêtes vives posés généralement sur des terrains argileux subordonnés aux masses culminantes de grès, donnent lieu à une topographie différente à la fois de celle de ces dernières et de celle du substratum.

- **a<sup>2</sup> Alluvions récentes :**

Les principaux cours d'eau du versant méditerranéen serpentent dans des lits alluvions d'une largeur suffisante pour être dessinés sur la carte. Leurs alluvions caillouteuses et à débris de schistes argileux, le plus souvent, ne fournissent que de médiocres terres arables.

- **q<sup>1</sup> Alluvions anciennes :**

Accumulations de cailloux roulés mêlés à des terres rougeâtres simulent assez bien des «terrasses » d'alluvions anciennes ; mais elles ne sont pas en rapport avec des cours d'eau du régime hydrographique actuel.

- **m<sup>1c</sup> Marnes ; m<sup>1g</sup> grés ; m<sup>1a-b</sup> poudingue de base :**

L'étage miocène Cartennien. Beaucoup plus développées à l'est et au, est à peine présent près de Oued Lakhal. Il comprend une formation littorale constituant l'assise inférieure : poudingue de base et grés à Pectinidés. Au-dessus se développe une puissante formation argilo marneuse, dans laquelle se présente une bande de terrain gréseux.

- **m Poudingues et argiles rouges (Aquitaniens) :**

Dépôts fluvio-lacustres, sont assez développés. Sa superposition directe aux couches marines ci-après définies la classe au-dessus de l'Eocène supérieur. Son faciès très spécial oblige à la rapporter, comme d'autres formations similaires, à l'étage Aquitaniens. Sa subordination directe au Burdigalien maria.

- **e<sup>3b</sup> Grés ; e<sup>3a</sup> Argiles et grés quartziteux ; e<sup>3p</sup> poudingues :**

Ensemble attribués à l'Eocène Supérieur et à l'Oligocène. Les conglomérats de base e<sup>3p</sup> sont assez strictement localisés au nord de la région. Ils définissent une sédimentation sublittorale immédiatement au sud de la région. Ce « faciès », prédominant au nord, est à peine représenter au centre, vers les Mechtas des Ouled Tdjine, parmi la formation surtout argileuse e<sup>3a</sup>. (La notation e<sup>3ap</sup>, dont il est fait usage pour cet endroit, rappelle cette particularité locale). Quant à l'assise principale gréseuse (grés supérieur e<sup>3b</sup>) elle présente une épaisseur comparable à celle des argiles sous-jacentes (environ 200 m), dans toute la zone médiane de la feuille. Elle tant a devenir exclusivement prépondérante au Sud. La texture des grés est assez variable : leurs grains de quartz, généralement hyalins, ont de ¼ à 2 on 3 millimètres ; le ciment est d'ordinaire siliceux ; mais il peut être calcaire. La couleur de ces roches est tantôt

le blanc jaunâtre, tantôt une des nombreuses nuances d'acre jaune ou rouge ; elle est due au ciment pulvérulent.

- **e<sup>2</sup> Marnes :**

Localisés au sud-est de la région, l'Eocène moyen argileux ou marneux affleure sous l'aspect de terres jaunes dans des dépressions que séparent des collines calcaires donnant lieu à une topographie spéciale. C'est vraisemblablement le sous étage Lulézien supérieur.

- **e<sup>8</sup> Calcaires réglés :**

On a attribué Turonien, en raison de sa position relative, mais sans preuve paléontologique, une assise calcaire régulière qui, dans la partie N.W de la région, sépare les marnes noires sénoniennes, des marno-calcaires alternés du Cénomaniens. Par les silex qu'elle renferme, cette assise rappelle les calcaires de l'Eocène inférieur.

- **e<sup>5-4</sup> Calcaires et marnes alternants :**

On ne peut voir, dans la région d'Oued Lakhal, qu'une partie des assises plusieurs fois alternées de calcaires gris, de marno-calcaires et de marnes argileuses, dont l'épaisseur totale peut atteindre jusqu'à près de mille mètres.

- **I<sup>3-1</sup> Calcaires en gros bancs :**

Strictement localisés, dans la partie ouest de la zone médiane de la région, des lambeaux de massif calcaire surmontant le grand affleurement triasique visible en cet endroit sont attribués provisoirement au Lias moyen que désigne la notation I<sup>3-1</sup>.

## I.2.2 Reconnaissance géologique sur terrain :

Dans le but d'envisager les caractéristiques générales du terrain, pour la construction de cette retenue, à ce niveau d'étude, ont été effectuées les reconnaissances géologiques sur le terrain et les essais de laboratoire selon le programme établi. Ces reconnaissances géologiques ont été réalisées par le bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF en 2009 et qu'ils ont entrepris par le laboratoire de l'habitat et de la construction – LNHC - Unité de Bouira en 2009.

L'objectif des reconnaissances fut l'obtention des résultats pour les besoins de l'étude du choix du site d'implantation ainsi que du type d'ouvrage à adopter sur le terrain.

### I.2.2.1 Levés géologiques :

Des levés géologiques au 1/1000<sup>e</sup> de la cuvette et 1/500<sup>e</sup> du site de la retenue collinaire ont été réalisés par le bureau d'étude Sarl ETHCS en 2009. Ils représentent la composition de la structure lithologique en surface, de la stabilité de l'érodabilité et l'estimation de l'étanchéité de la cuvette de la retenue par l'intermédiaire des fouilles visibles et de la nature du sol.

### I.2.2.2 Sondages :

Au niveau de la digue, trois sondages carottés sont réalisés par le bureau d'étude Sarl ETHCS en 2009, dont la profondeur est arrêtée dans le substratum. Les sondages ont été implantés, un en thalweg, et deux en rives.

L'examen géologique des carottes a donné lieu aux impressions suivantes :

- ♦ **Sondage N°1 :**

On peut constater (en thalweg) que de 0.0 à 0.50m une couche d'argiles limoneuses brunâtres. De 0.5m à 1.20m nous sommes en présence d'une couche d'argiles marneuses verdâtres.

♦ **Sondage N°2 :**

On peut constater (en rive droite) que de 0.0 à 0.40m une couche d'argiles limoneuses brunâtres. De 0.4m à 1.20m nous sommes en présence d'une couche d'argiles marneuses verdâtres.

♦ **Sondage N°3 :**

On peut constater (en rive gauche) que de 0.0 à 0.40m une couche d'argiles caillouteuses. De 0.4m à 0.90m nous sommes en présence d'une couche d'argiles graveleuses jaunâtres. De 0.90m à 1.50m on rencontre des argiles marneuses verdâtres.

❖ **Coupes lithologiques des sondages**

**Sondages S1 :**

- 0,00 - 0,50m : Argiles limoneuses brunâtres
- 0,50 - 1,20m : Argiles marneuses verdâtres
- > à 1,20m : Argiles marneuses verdâtres

**Sondages S2 :**

- 0,00 - 0,40m : Argiles limoneuses brunâtres
- 0,40 - 1,2m : Argiles marneuses verdâtres
- > à 1,20m : Argiles marneuses verdâtres

**Sondages S3 :**

- 0,00 - 0,40m : Argiles caillouteuses
- 0,40 - 0,90m : Argiles graveleuses jaunâtres
- 0,90 - 1,50m : Argiles graveleuses jaunâtres
- > à 1,50m : Argiles marneuses verdâtres

### **I.2.2.3 Puits :**

Une campagne de 06 puits notés P<sub>1(4)</sub> à P<sub>6(9)</sub> de 1.50 mètre de profondeur en moyenne ont été réalisés par le bureau d'étude Sarl ETHCS en 2009 à proximité du site et de l'oued Hadjra plus précisément dans la cuvette, dans l'optique d'une recherche de matériaux adéquats pour la construction de la digue.

Ces puits ont permis de définir la lithologie des sols rencontrés et de les soumettre à des analyses et essais au laboratoire. Les résultats nous renseignent sur les caractéristiques physiques et mécaniques quant à leur utilisation en tant que matériaux de construction dans la réalisation de la retenue collinaire.

Tous les puits ont mis en évidence des argiles imperméables.

❖ **Coupes lithologiques des puits :**

♦ **PUITS N°1(4) :**

- 0,00 - 0,70 m : Argiles limoneuses brunâtres.
- 0,70 - 2,50 m : Argiles marneuses verdâtres.

- ◆ **PUITS N°2(5) :**
  - 0,00 – 0,60 m : Argiles limoneuses brunâtres.
  - 0,60 - 1,00 m : Argiles marneuses verdâtres.
- ◆ **PUITS N°3 (6) :**
  - 0,00 - 0,70 m : Argiles limoneuses brunâtres.
  - 0,07 – 1,10 m : Argiles marneuses verdâtres.
- ◆ **PUITS N°4(7) :**
  - 0,00 - 0,15 m : Argiles limoneuses brunâtres.
  - 0,15 – 2 ,80 m : Argiles graveleuses brunâtres.
- ◆ **PUITS N°5(8) :**
  - 0,00 – 0,50 m : Argiles limoneuses brunâtres.
  - 0,50 – 1,00 m : Argiles graveleuses brunâtres.
  - 1,00 – 1,70 m : Argiles marneuses verdâtres.
- ◆ **PUITS N°6(9) :**
  - 0,00 – 0,50 m : Argiles limoneuses brunâtres à racines végétales.
  - 0,50 – 1,90 m : Argiles graveleuses brunâtres.

### **I.2.3 Géologie du site :**

Du point de vue géologique, l'oued Hadjra a creusé un lit étroit à travers la roche mère, qui est en majeure partie des argiles marneuses grises verdâtres. Les terrains en dehors de la vallée sont jusqu'à une certaine mesure abrupts et recouvrent de matériaux argileux.

Ces sols devraient convenir comme matériaux de construction de la digue, leurs caractéristiques géotechniques s'y prêtent a priori et les quantités disponibles satisfont les besoins. De plus la présence de granulométrie fine constitue un facteur favorable du point de vue de la fondation de la digue.

### **I.2.4 Caractéristiques de la cuvette :**

#### **I.2.4.1 Perméabilité de la cuvette :**

La cuvette de l'oued Hadjra, peu large et relativement longue dans l'ensemble ne représente pas une probabilité de fuite vers les bassins voisins ou sous la cuvette sachant que le matériau de recouvrement est constitué principalement d'argiles marneuses non compressibles.

De même, il n'existe pas de failles, le long de l'oued Hadjra qui pourraient présenter un moyen de vidange de la cuvette en observant la carte géologique N116 représentée dans l'annexe A01.

#### **I.2.4.2 Stabilité des versants de la cuvette :**

D'après le levé topographique au 1/1000<sup>e</sup> ainsi que la reconnaissance sur le terrain réalisés par le bureau d'étude Sarl ETHCS en 2009, on peut dire que le long de l'oued en amont du site, le cours d'eau a créé quelques affouillements à la base des talus, ces affouillements se situent en plein méandre là où la force de l'oued est maximale lors des crues. Néanmoins ces masses de terre ne peuvent constituer un danger sachant que le volume déplacé sera faible par rapport à la retenue du barrage.

#### **I.2.5 Stabilité des terrains du site de la retenue :**

D'un point de vue géomorphologique, à l'endroit où l'ouvrage est prévu, le verrou a une forme triangulaire. La pente est abrupte du côté droit, ainsi que du côté gauche.

Les rives droite et gauche allant respectivement des argiles limoneuses, vers des argiles marneuses verdâtres, ne posent pratiquement aucun problème du point de vue stabilité.

Donc l'ensemble de ces formations devrait prédisposer ce site pour la construction d'une digue.

Ce site choisi se présente parfaitement bien pour l'édification d'une retenue en terre vu que les rives peuvent supporter un barrage en terre homogène ou zoné. De plus, la digue reposera sur une fondation stable ; donc le problème de poinçonnement ne se pose pas.

#### **I.2.6 Matériaux de construction de la retenue collinaire :**

##### **❖ Matériaux d'étanchéité :**

Les matériaux nécessaires à l'étanchéité de la digue existent en quantités suffisantes et ils sont exploités des sols argileux qui se trouvent dans la cuvette de la retenue.

##### **❖ Matériaux de recharge :**

Les recharges nécessaires au corps de la digue seront exploitées des alluvions qui se trouve à la proximité du site de la retenue.

##### **❖ Matériaux pour Rip-Rap :**

La quantité de roches sous forme de blocs n'est pas disponible dans l'oued Hadjra ni dans la cuvette et à sa proximité. Néanmoins elle peut être confectionnée à partir des carrières.

### **I.3 Synthèse géotechnique :**

Des essais in situ et en laboratoire sur des échantillons intacts ou remaniés vont permettre de déterminer les caractéristiques mécaniques et hydrauliques utiles pour fixer au mieux le type de barrage et le plus approprié aux conditions locales. (Maurice, 1999)

- En premier lieu, on s'intéressera au contrôle de la qualité de la fondation tant sur le plan de la résistance mécanique que de l'étanchéité. On se méfiera d'horizons tels que passées sableuses, argiles à canaux, zones détritiques ou fissurées.
- En second lieu, on devra s'assurer de l'étanchéité de la cuvette et de la stabilité de ses versants si elle est encaissée.



- Enfin, il importe de vérifier la présence à proximité des matériaux de construction, tant en quantité qu'en qualité : enrochement, terre pour le remblai...

### **I.3.1 Sol de fondation :**

#### **I.3.1.1 Travaux de reconnaissance :**

Le bureau d'étude Sarl ETHCS a réalisé en 2009 à l'emplacement de la retenue collinaire trois (03) sondages carottés avec récupération d'échantillons intacts. Ces échantillons ont été soumis à des essais physiques et mécaniques au laboratoire pour l'obtention de toutes ces caractéristiques au site de la retenue collinaire.

De même, des fouilles ont été réalisées par le bureau d'étude Sarl ETHCS en 2009 dans l'emprise de la cuvette près de l'axe du remblai avec prélèvement d'échantillons remaniés pour la recherche de matériaux de construction.

#### **I.3.1.2 Essais de laboratoire :**

Les essais géotechniques ont été réalisés par le laboratoire de l'habitat et de la construction – LNHC - Unité de Bouira en 2009.

Les échantillons prélevés des trois (03) sondages à différentes profondeurs ont été soumis aux essais suivants :

#### **❖ Essais physiques :**

- Teneur en eau naturelle  $W_n$ .
- Densité sèche  $\gamma_d$ .
- Degré de saturation  $S_r$ .
- Granulométrie.

#### **❖ Essais mécaniques :**

- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande UU :
  - Cohésion  $C_u$ .
  - Angle de frottement interne  $\varphi^\circ$ .
- Essai de compression à l'œdomètre :
  - Pression de consolidation  $P_c$ .
  - Coefficient de compressibilité  $C_c$ .
  - Coefficient de gonflement  $C_g$ .

#### **❖ Analyses chimiques :**

- Teneur en chlorures.
- Teneur en sulfates.
- Teneur en matières organiques.

### I.3.1.3 Résultats des essais de laboratoire et interprétation :

Les travaux de laboratoire ont été exécuté sur des échantillons des sondages N°1, N°2, et N°3. Les résultats des essais sur ces échantillons sont représentés dans le tableau I.2.

**Tableau. I. 2 :** Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue ( LNHC de Bouira, 2009)

Sondage N°		S1	S2	S3
Profondeur (m)		1.20 – 3.00	1.20 – 2.00	1.80 – 2.50
Nature du sol		Argile marneuse	Argile marneuse	Grave argileuse
Teneur en eau Wn %		14.80	13.28	--
Poids volumique sec $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )		1.6	1.6	--
Poids volumique humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )		2.02	2.00	--
Poids volumique saturé $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )		2.11	2.11	--
Degré de saturation S ( %)		75.90	68.10	--
Limite de liquidité W <sub>L</sub>		82	80	--
Indice de plasticité I <sub>p</sub>		44	42	--
Granulométrique	< a 2 $\mu$ m	50%	50%	6%
	2 $\mu$ m - 0.02mm	23%	18%	5%
	0.02mm - 2mm	27%	32%	44%
	> a 2mm	--	--	45%
Perméabilité K (m/s)		$5 \times 10^{-6}$	$5 \times 10^{-6}$	$5.8 \times 10^{-6}$
Cohesion C (bars)		0.20	0.58	0.96
Angle de frottement interne $\varphi^\circ$		28.79	15.26	32.25
Pression de consolidation P <sub>c</sub> (bars)		3.60	1.78	3.08
Coefficient de compressibilité C <sub>c</sub>		0.164	0.175	0.149
Coefficient de gonflement C <sub>g</sub>		0.032	0.039	0.021
Teneur en eau optimale W <sub>op</sub> %		--	--	10
Sulfates		traces	traces	Traces
Chlorures		0.24	0.17	0.17
Matières organiques %		0.62	0.36	0.21

## ♦ Vérification de l'état de consolidation de la fondation :

La contrainte de consolidation  $P_c$  (encore appelée pression de pré-consolidation) est la plus grande contrainte effective supportée par le sol au cours de son histoire. Elle est en générale égale au poids des terres qui correspondent à la profondeur où l'échantillon a été prélevé mais elle peut être supérieure à cette valeur si l'érosion a attaqué la surface du sol ou si le poids d'un glacier a disparu ; le sol est alors dit sur-consolidé. Eventuellement la pression de consolidation peut être inférieure au poids des terres si la consolidation naturelle des terres n'était pas terminée au moment du prélèvement de l'échantillon.

Soit la contrainte effective verticale  $\sigma'_0$  ajouter en un point d'un sol, et  $P_c$  la contrainte de consolidation du sol en ce point. On distingue :

- les sols sur-consolidés si :  $\sigma'_0 < P_c$
- les sols normalement consolidés si :  $\sigma'_0 = P_c$
- les sols sous consolidés si :  $\sigma'_0 > P_c$

$$\sigma'_0 = \Sigma \gamma h \times H = \gamma d(1 + w) \times H$$

Avec :  $\sigma'_0$  : contrainte effective verticale (bars)

$\gamma h$  : poids volumique humide ( $t/m^3$ ).

$H$  : la profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé (m).

$\gamma d$ : Poids volumique sec ( $t/m^3$ )

$W$  : la teneur en eau (%)

- Pour :  $H = 3m$ .

La pression de consolidation est donnée par :  $P_c = 3.6 Bars$ .

A.N:

$$\gamma h = 2.12(1 + 0.148) = 2.43 t/m^3$$

$$\sigma'_0 = 2.43 \times 10^3 \times 3 \times 10^{-4} = 0.73 bars$$

$\sigma'_0 < P_c$  : Le sol est sur-consolidé.

- Pour :  $H = 2m$

La pression de consolidation est donnée par :  $P_c = 1.78 Bars$

$$\gamma h = 2.12(1 + 0.1328) = 2.4 t/m^3$$

$$\sigma'_0 = 2.4 \times 10^3 \times 2 \times 10^{-4} = 0.48 bars$$

$\sigma'_0 < P_c \implies$  Le sol est sur-consolidé.

- De plus, les essais œdométriques montrent également que pour un  $Cc = 0.15$ , donc c'est la présence d'argiles modérément sensibles normalement consolidées car :  $0.14 < Cc < 0.17$ .
- Le coefficient de gonflement  $Cg = 0.025$  indique la présence d'une argile moyennement gonflante.
- Une forte sur-consolidation peut être provoquée soit par une cimentation des grains soit par une succion élevée de l'eau interstitielle.
- L'indice de plasticité  $Ip > 40$  définit la présence des argiles et argiles marneuses très plastique selon la classification des sols LPC/ USCS.
- La cohésion  $C$  est relativement élevée donc ce sont des sols fins fortement sur-consolidés.
- La présence de matière organique signifie que ces sols issus de dépôts géologiquement récents. Au-delà de 2 à 3% de matière organique, l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassements à long terme.

### ♦ Capacité portante de la fondation :

Contrainte admissible du sol : " Qadm "

La contrainte admissible sera estimée selon la relation de Terzaghi s'exprimant comme suit :

$$Q_{adm} = \gamma h \cdot D + \frac{(1 - 0,2 B/L) \gamma h B/2 N\gamma + \gamma h \cdot D (Nq - 1) + (1 + 0,2 B/L) C Nc}{F}$$

Avec : F : coefficient de sécurité (  $F = 3$  )

$\gamma h$  : Poids volumique humide (  $t/m^3$  ).

B : largeur de la plateforme du remblai de la digue (m).

L : longueur de la plateforme du remblai de la digue (m).

D : profondeur d'ancrage du remblai de la digue (m).

$\varphi^\circ$  : Angle de frottement interne.

C : cohésion du sol.

$Nc, Nq, N\gamma$  : coefficients de capacité portante dépendent de l'angle de frottement interne  $\varphi^\circ$  (donnés par LNHC de Bouira)

### Caractéristiques retenues pour le calcul :

$$\gamma h = 2 t/m^3$$

$$\varphi^\circ = 15^\circ$$

$$C = 0.20 bars$$

$$Nc = 11$$

$$Nq = 3.94$$

$$N\gamma = 2.33$$

$$D = 1.5 m$$

$$Q_{adm} = 5.1 bars$$

La pression développée par le remblai égale à 2.76 bars est inférieure à la contrainte admissible du sol = 5.10 bars, donc il n'y a pas de risque de tassement.

### I.3.2 Zone d'emprunt :

Dans le cadre des investigations, six puits ont été réalisés dans la cuvette. Les échantillons remaniés des puits ont été soumis aux essais suivants :

#### ❖ Essais physique :

- Analyse granulométrique.
- Densité apparente.
- Teneur en eau naturelle.

#### ❖ Essais mécaniques :

- Essai « Proctor normal ».
- Essai de perméabilité.
- Essai de compression à l'oedomètre.
- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.

#### ❖ Analyses chimiques.

### I.3.2.1 Résultats des essais de laboratoire et interprétation :

Les différentes investigations réalisées dans la cuvette ont permis de délimiter la zone des matériaux fins pouvant servir à la construction de la retenue collinaire.

- Les puits  $p_1(4)$ ,  $p_2(5)$  et  $p_3(6)$  renferment des argiles limoneuses brunâtres.
- Le puits  $p_4(7)$ , et  $p_6(9)$  renferme des argiles graveleuses brunâtres.
- Les puits  $p_5(8)$ , renferment des argiles limoneuses à graveleuses brunâtres.

#### ◆ Proctor normal :

L'essai de Proctor a pour but d'étudier l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le poids spécifique sec d'un sol. On le définit par l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau, réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

Les résultats des essais Proctor sont :

$$w_{opt} = 10\%$$

$$2.08 \text{ t/m}^3 < \gamma_{max} < 2.12 \text{ t/m}^3$$

#### ◆ Perméabilité :

La perméabilité a été définie sur les éprouvettes des échantillons soumis aux essais relatifs aux puits  $p_1(4)$ ,  $p_2(5)$ , et  $p_3(6)$  :

$$K = 3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

#### ◆ Essai de cisaillement rectiligne uu :

Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire la valeur des deux constantes, la cohésion  $C$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$  qui représentent les caractéristiques mécaniques du sol et qui servent à

calculer la capacité portante du sol à la rupture et la stabilité des fondations et des pentes. Les résultats sont représentés dans le Tableau. I.3

**Tableau. I. 3 :** Caractéristiques mécaniques de la zone d'emprunt (LNHC de Bouira, 2009)

Puits N°	Profondeur (m)	$\varphi^\circ$	Cu (bars)
P <sub>1</sub> (4)	2.50	12.25	0.96
P <sub>2</sub> (5)	2.00	12.25	0.96
P <sub>3</sub> (6)	2.50	16.34	0.43

Les valeurs résultantes des essais de laboratoire sont représentées dans le tableau I.4

**Tableau. I. 4 :** Caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt (LNHC de Bouira, 2009)

Sondage N°	S1	S2	S3	
Profondeur (m)	0.20 – 2.00	0.20 – 1.70	1.10 – 1.60	
Nature du sol	Grave argileuse	Grave argileuse	Grave argileuse	
Teneur en eau W <sub>n</sub> %	--	--	14.80	
Poids volumique sec $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	--	--	1.80	
Poids volumique humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	--	--	2.02	
Poids volumique saturé $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	--	--	2.11	
Degré de saturation S (%)	--	--	75.90	
Limite de liquidité W <sub>L</sub>	--	--	82	
Indice de plasticité I <sub>p</sub>	--	--	44	
<b>Granulométrique</b>	< a 2 $\mu$ m	4%	5%	6%
	2 $\mu$ m- 0.02mm	4%	5%	5%
	0.02mm – 2mm	47%	45%	44%
	> a 2mm	45%	45%	45%
Perméabilité K (m/s)	$3 \times 10^{-8}$	$0.3 \times 10^{-8}$	$0.3 \times 10^{-7}$	
Cohesion C (bars)	0.43	0.33	0.20	
Angle de frottement interne $\varphi^\circ$	12.34	14.50	15.09	
Pression de consolidation P <sub>c</sub> (bars)	2.75	3.15	3.60	
Coefficient de compressibilité C <sub>c</sub>	0.065	0.105	0.164	

Sondage N°	S1	S2	S3
Coefficient de gonflement $C_g$	0.009	0.021	0.032
Teneur en eau optimale $W_{op}$ %	10	10	--
Sulfates	Traces	traces	traces
Chlorures	0.10	0.17	0.24
Matières organiques %	Traces	traces	0.62

- Les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion mesurés par l'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé montrent que les sols de la zone d'emprunt possèdent une résistance au cisaillement modérée.
- Les résultats de l'essai œdométrique ( $P_c$ ,  $C_g$ ,  $C_c$ ) montrent que les sols de la zones d'emprunt sont sur-consolidés, moyennement compressibles et non gonflants.
- L'indice de plasticité  $I_p > 40$  définit la présence des argiles et argiles marneuses très plastique selon la classification des sols LPC/ USCS.
- Les résultats de l'analyse chimique montrent clairement que la matière organique et le sulfates se trouvent sous forme de traces.

**L'annexe A02 et A03 récapitulent les caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue et de la zone d'emprunt respectivement.**

## I.4 Sismicité du site :

Pour pouvoir résister à ce phénomène, les ingénieurs doivent construire des ouvrages de telle sorte qu'ils fournissent un degré de protection tolérable, en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ces caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003 en considérant deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usages et des ouvrages qui sont classées de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'ils présentent.

La figure (I.2) présente la classification sismique du territoire national. Et le tableau (I.5) donne les valeurs de l'accélération sismique en fonction des zones et type d'ouvrage.

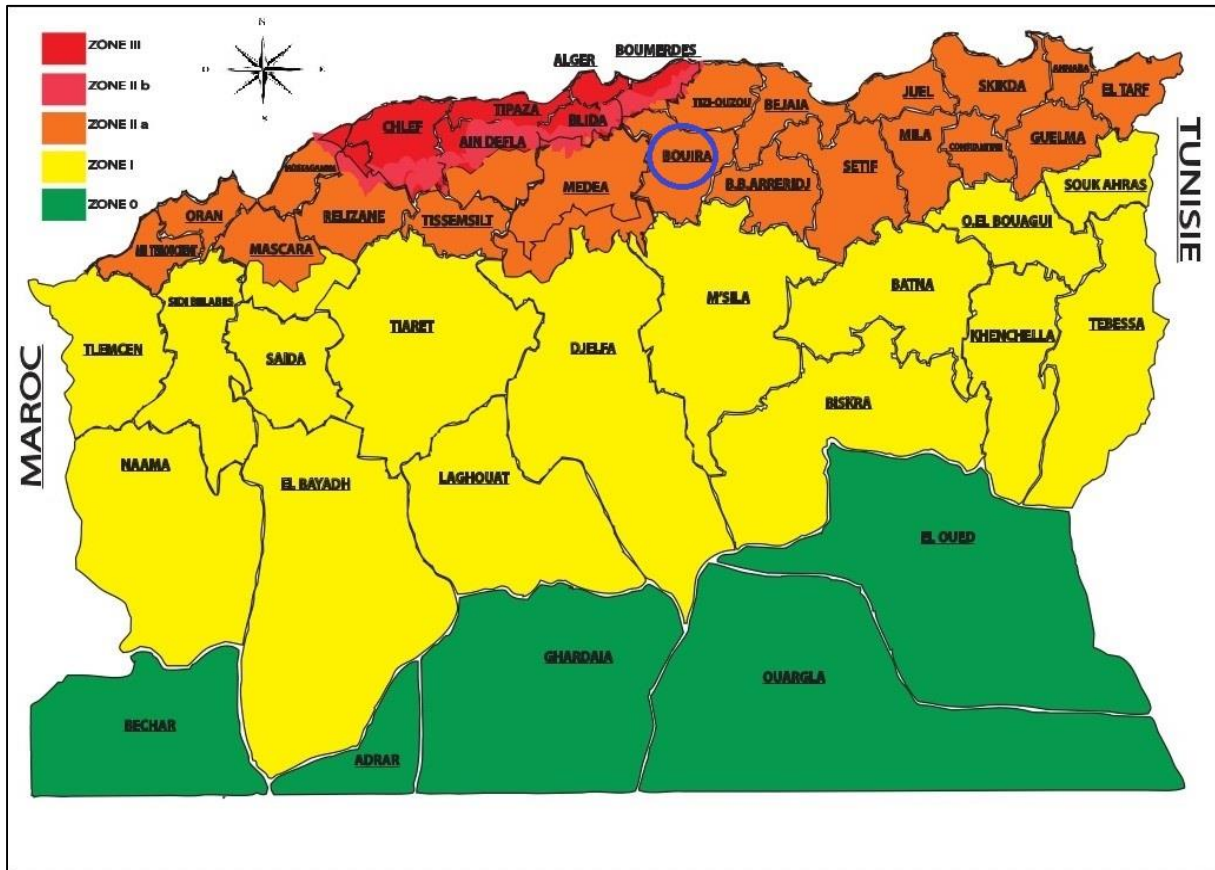


Figure. I. 2: Carte zonage sismique du territoire national (RPA, 2003)

Tableau. I. 5 : Valeurs de l'accélération sismique en fonction des zone et type d'ouvrage

Groupe	Zones				Classification des ouvrages selon leur importance
	I	II-a	II-b	III	
1a	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1b	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Notre région d'étude est classée « Zone II a » qui correspond à une région de relativement forte sismicité. Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1b), on peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique noté ( $\alpha$ ) dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 1999 le coefficient d'accélération sismique est:  $\alpha = 0.20$ .



**Conclusion :**

Les synthèses topographique, géologique et géotechnique permettent d'aboutir aux conclusions et recommandations suivantes :

- ◆ La synthèse topographique débouche sur l'établissement de plans nous a permis de choisir l'emplacement idéal et le plus économique du site de la retenue. On peut dire de point de vue topographique, le site de la retenue collinaire d'oued Hadjra présente des potentialités de mobilisation de la ressource en eau qui sont confirmées par les travaux de reconnaissances et d'investigation géotechniques.
- ◆ Les synthèses géologique et géotechnique ont permis une description aussi fiable que possible du site de la retenue :
  - Le barrage à projeter sera de type en terre et les matériaux de construction existant au site et au voisinage du site.
  - Au niveau de l'oued Hadjra, la roche mère qui est représentée par des argiles marneuses verdâtres qui affleurent à certains endroits et à même le sol. A cet effet la clé d'étanchéité de (2 à 3) m sera largement suffisante.
  - Les échantillons les plus appropriés qui ont montré les meilleures caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques pourront être utilisés en tant que matériau fin pour la confection de la digue. La zone délimitée par le laboratoire LNHC (W. Bouira) en 2009 constituera la zone de prélèvement (d'emprunt) elle concerne tous les puits P<sub>1</sub>(4), P<sub>2</sub> (5), et P<sub>3</sub>(6).
  - En tenant compte des caractéristiques géotechniques, le coefficient de sécurité pour la disponibilité des matériaux sera près de 1.5.
  - Un décapage de 30 cm doit être prévu sur toute l'emprise de la digue.
  - Avant d'utiliser les matériaux de construction, il est impératif d'entreprendre un décapage d'au moins 30 cm pour éliminer la partie altérée.
  - Selon le programme géologique établi par le bureau d'étude Sarl ETHCS en 2009, il n'existe pas une nappe souterraine.

A la lumière des constats établit on peut affirmer qu'il n'existe pas de problèmes majeurs pouvant entraver la construction de la retenue collinaire d'oued Hadjra.

# Chapitre II

# Etude hydrologique

## Introduction :

L'hydrologie joue un rôle capital dans le domaine de l'ingénierie et des sciences environnementales. Elle concerne aussi bien les mécanismes d'écoulement des eaux dans les systèmes naturels (bassin versant) que le dimensionnement des ouvrages hydrauliques utiles à l'exploitation et à la gestion des eaux (les barrages, les retenues collinaires...). Elle permet également de mieux comprendre et simuler le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se répandent et de mieux saisir les impacts des aménagements hydrauliques sur l'environnement. Donc, Les études hydrologiques sont indispensables ; d'une part, elles ont l'objectifs d'étudier les conditions de la réserve d'eau et d'autre part d'estimer les débits extrêmes contre lesquelles il est nécessaire de protéger le barrage.

La présente étude a pour but de déterminer les paramètres hydrologiques de l'Oued tels que les apports liquides et solides du bassin versant, les débits des crues qui sont la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement afin d'assurer la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques.

## II.1 Le bassin versant :

Le bassin versant est l'unité de base pour la détermination du bilan hydrologique. Il est défini comme la surface parcourue par un cours d'eau et ses affluents. Un cours d'eau prend généralement naissance dans une zone à reliefs et draine la surface topographique. Les écoulements convergent vers la section la plus basse du cours d'eau appelée exutoire.

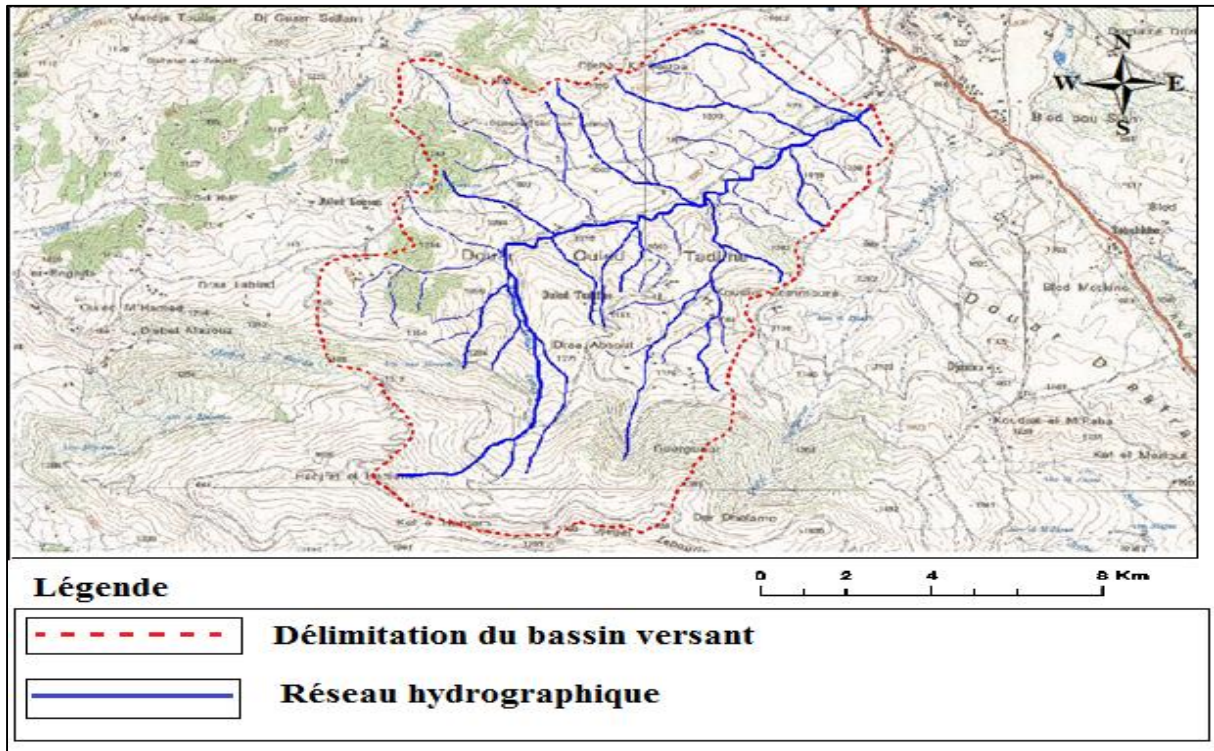
### II.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :

Les données géographiques de l'exutoire sont représentées dans le tableau II.1:

**Tableau. II. 1 :** Coordonnées géographiques de l'exutoire.

Système de coordonnée	UTM(Km)	Lambert (Km)	géographique
Site de la retenue collinaire d'Oued Hadjra	$X = 562,245$	$X = 763,18382$	Long: $3^{\circ}41'30.3083''$ E
	$Y = 3998,445$	$Y = 544,346040$	Lat : $36^{\circ}7'43.3243''$ N
$Z = 899\ m$			

Le bassin versant est délimité par une ligne conventionnelle des partages des eaux dans la carte d'état-major de Sour El Ghozlane – feuille NJ-31- IV-8-Ouest à l'échelle 1/50000 °.



**Figure II. 1** : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major de Sour El Ghazlane Feuille NJ-31- IV-8- Ouest, établie en 1985 (ANRH Blida)

## II.1.2 Caractéristiques physiographiques et hydromorphométriques du bassin versant :

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été déterminés par l'utilisation du logiciel Arcsig.

### II.1.2.1 Caractéristiques de la disposition dans le plan :

Les caractéristiques géométriques sont obtenues par logiciel Arcgis.

#### ◆ La surface du bassin versant :

Le bassin versant d'Oued Hadjra occupe une superficie de :

$$S = 24.34 \text{ km}^2$$

#### ◆ Le périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est de :

$$P = 22.76 \text{ km}$$

#### ◆ La longueur du thalweg principal :

La longueur du thalweg principal à pour valeur :

$$L = 9.11 \text{ km}$$

## II.1.2.2 Caractéristiques de forme :

### ◆ Indice de compacité de Gravelius $K_c$ :

C'est un indice qui caractérise la forme du bassin versant, c'est le rapport entre le périmètre du bassin  $P$  et la circonférence du cercle  $P'$  de rayon  $R$  ayant la même superficie  $S$  que le bassin, soit :

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots(II.1)$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$P$  : périmètre du bassin versant (Km).

$S$  : surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$K_c$  : indice de compacité.

$$K_c = 0.282 \frac{22.76}{\sqrt{24.34}} \implies K_c = 1.3$$

D'après résultat de  $K_c$  on distingue trois cas :

Si :  $K_c = 1 \implies$  Le bassin est parfaitement circulaire.

Si :  $K_c = 1.128 \implies$  Le bassin est ramassé.

Si :  $K_c > 1.128 \implies$  le bassin est allongé.

Plus le  $K_c$  est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration  $T_c$ .

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un  $K_c = 1.3 > 1.128$  alors il est de forme relativement allongée.

### ◆ Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement est défini par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(II.2)$$

$L$  : la longueur du bassin versant.

$S$  : la surface du bassin versant.

$$Ca = \frac{9.11^2}{24.34} \quad \Rightarrow \quad Ca = 3.41$$

◆ **Rectangle équivalent :**

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius c'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l ayant la même surface que le bassin versant. La longueur (L) est considérée comme étant la longueur du bassin versant et (l) comme sa largeur.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

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

$$Kc = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

De (II.3) et (II.4) on obtient une équation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions L<sub>r</sub> et l<sub>r</sub> :

$$L_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2} \right) \quad \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

$$l_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2} \right) \quad \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

L<sub>r</sub> : longueur du rectangle équivalent.

l<sub>r</sub> : largeur du rectangle équivalent.

$$L_r = 8.51 \text{ km.}$$

$$l_r = 2.86 \text{ km.}$$

**II.1.2.3 Relief :**

◆ **Répartition et courbe hypsométrique :**

Elle est d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphe, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %. La courbe hypsométrique est tracée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après détermination des surfaces partielles. Elle représente la fraction de la surface comprise entre deux courbes de niveau consécutives. On la considère comme une sorte de profil du bassin versant et sa pente moyenne ; c'est un élément synthétique de comparaison de la topographie de divers impluviums.

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel Arcgis.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau. II.2

Tableau. II. 2: Surfaces partielles par tranche d'altitude.

Tranche d'altitude (m)	Surface (km <sup>2</sup> )	S cumulée (Km <sup>2</sup> )	Surface cum( %)
1800-1600	2.54	2.54	10.44
1600-1400	3.58	6.12	25.14
1400-1200	4.19	10.31	42.36
1200-1000	11.26	21.57	88.62
1000-899	2.77	24.34	100
<b>Somme</b>	24.34	/	/

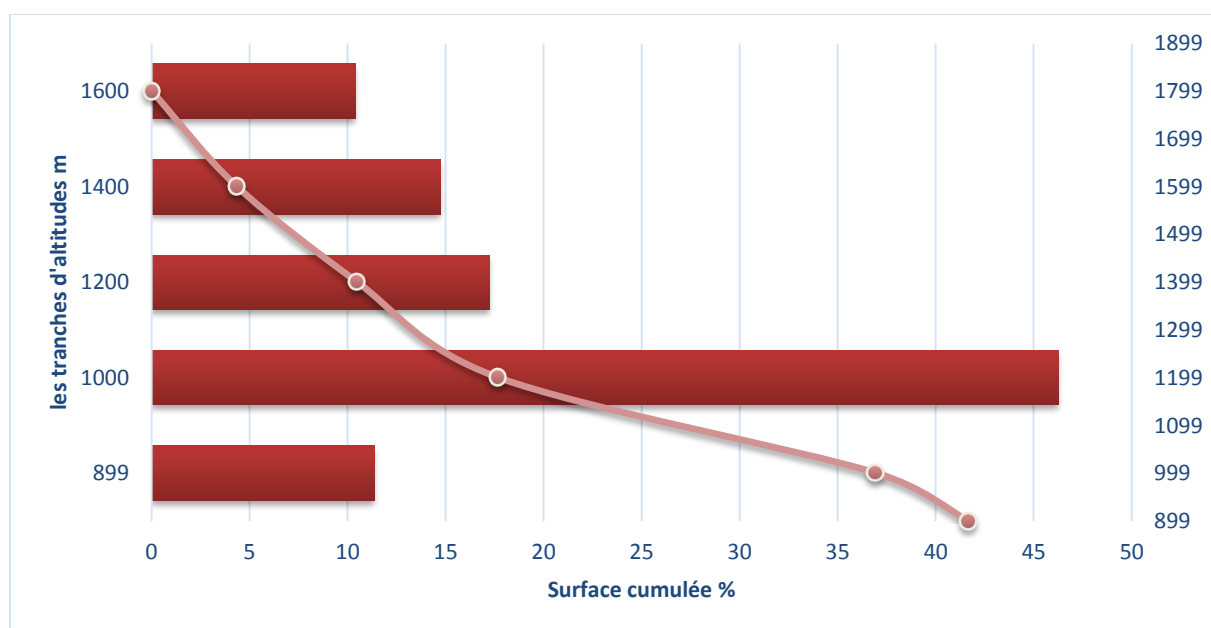


Figure II. 2 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued Hadjra

La courbe ci-dessus permet de déterminer les altitudes caractéristiques suivantes :

- Altitude médiane  $H_{50\%}$  : correspond à 50% de la surface du bassin. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.
- $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  qui sont respectivement les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin.

**Tableau. II. 3:** Détermination de H<sub>50%</sub> , H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub>

Altitudes	Valeur (m NGA)
H <sub>médiane</sub>	1159
H <sub>5%</sub>	1699
H <sub>95%</sub>	944

➤ Calcul de l'altitude moyenne H<sub>moy</sub> :

L'altitude moyenne H<sub>moy</sub> est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum SiHi}{S} \dots\dots\dots (II.7)$$

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives (m).

Si : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km<sup>2</sup>).

S : surface totale du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

*H<sub>moy</sub> = 1238.75 m.*

**Tableau. II. 4:** Détermination de l'altitude moyenne H<sub>moy</sub>

Altitude (m)	Surface (Km <sup>2</sup> )	Hi (m)	Si × Hi
<b>1800-1600</b>	2.54	1700	4318
<b>1600-1400</b>	3.58	1500	5370
<b>1400-1200</b>	4.19	1300	5447
<b>1200-1000</b>	11.26	1100	12386
<b>1000-899</b>	2.77	949.5	2630.115
<b>somme</b>	24.34	/	30151.115



Les résultats précédents sont récapitulés dans le tableau II .5.

**Tableau. II. 5:** Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeurs (m NGA)
<b>H<sub>médiane</sub></b>	1159
<b>H<sub>5%</sub></b>	1699
<b>H<sub>95%</sub></b>	944
<b>H<sub>moyenne</sub></b>	1238.75
<b>H<sub>max</sub></b>	1800
<b>H<sub>min</sub></b>	899

♦ **Pente moyenne du bassin versant *I<sub>m</sub>* :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots( II.8)$$

$\Delta H$  : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m).

$L_i$  : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, ..., n.

$S$  : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Les résultats sont représentés dans le tableau II .6.

**Tableau. II. 6:** Pente moyenne du bassin versant

Courbe	Longueur (km)	$\Delta H(m)$	S (km <sup>2</sup> )	$I_m$ (m/Km)
900	0.065	100	24.43	231.04
1000	9.767			
1100	11.992			
1200	9.069			
1300	5.368			
1400	6.129			

1500	6.212			
1600	5.630			
1700	4.489			

$$Im = 231.04 \text{ m/km} \rightarrow Im = 23.104 \%$$

◆ **Les indices de pentes :**

Leur connaissance est d'une grande importance car il est évident que les eaux ruissellent d'autant plus que la pente des versants est grande. Ils permettent de donner une classification pour les bassins versant et nous renseigne sur la topographie du bassin.

➤ **L'indice de pente globale  $I_g$  :**

Cet indice est très utilisé, il sert à donner une des classifications O.R.S.T.O.M pour les bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25Km<sup>2</sup> (Touibia, 2015). La détermination de cet indice nécessite la courbe hypsométrique.  $I_g$  est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(II.9)$$

D : dénivelée entre H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub> (m).

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

$$D = 755 \text{ m}$$

$$L = 8.51 \text{ km}$$

$$I_g = 0.89 \%$$

**Tableau. II. 7:** Classification du relief

Relief		$I_g$
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < I_g$

D'après cette classification, le bassin présente un relief d'une pente très forte.

➤ **Dénivelée spécifique  $D_s$  :**

A la différence de l'indice globale  $I_g$ , la dénivelée spécifique  $D_s$  est indépendante de la surface et permet alors de comparer des bassins versants de tailles différentes (Merrien-Soukatchoff, 2004). Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = D \times \sqrt{\frac{l}{L}} \dots\dots\dots(II.10)$$

D : dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

l : largeur du rectangle équivalent (km).

$$D_s = 437.69 \text{ m}$$

**Tableau. II. 8:** Classification du relief

Relief		$D_s$
1	Très faible	< 10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	> 500

➤ **Indice de pente de Roche  $I_p$  :**

M.Roche a proposé un indice de pente qui caractérise la pente globale du bassin versant. Cet indice représente la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$ . Il s'exprime par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i \times D_i} \dots\dots\dots(II.11)$$

L : longueur du rectangle équivalent (km).

$S_i$  : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives.

$D_i$  : dénivelée (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau II.9

**Tableau. II. 9:** Détermination de l'indice de pente de Roche  $I_p$

Altitude (m)	$D_i = H_i - H_{i-1}$ (m)	$S_i$ (km <sup>2</sup> )	$S_i$ (%)	$S_i \times D_i$	$\sqrt{S_i \times D_i}$ (%)
1800-1600	200	2.54	10.42	2084	0.46
1600-1400	200	3.58	14.72	2944	0.54
1400-1200	200	4.19	17.21	3442	0.59
1200-1000	200	11.26	46.27	9254	0.96
1000-899	101	2.77	11.39	1150.39	0.34
<b>somme</b>					2.88

$$I_p = \frac{2.88}{\sqrt{8.51}} = 0.98\%$$

➤ **Indice de pente moyenne  $I_{pm}$ :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (II.12)$$

$H_{max}$  : l'altitude maximum (m).

$H_{min}$  : l'altitude minimum (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

$$I_{pm} = \frac{901}{8.51} = 105.8 \text{ m/Km} \rightarrow I_{pm} = 10.58\%$$

**II.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique :**

Un réseau hydrographique est un organisme d'écoulement d'importance très variable ; c'est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui drainent les eaux d'un bassin versant vers l'exutoire.

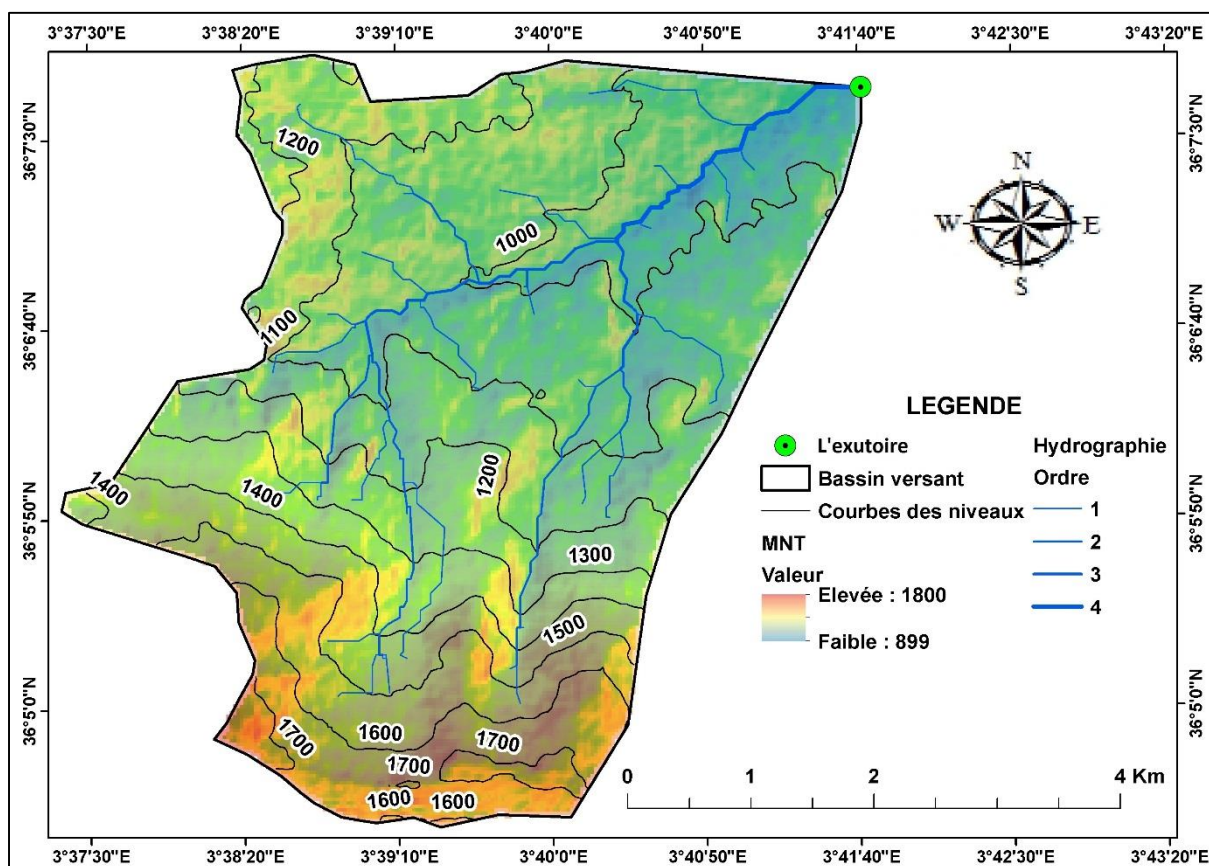
La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

◆ **Hiérarchisation du réseau :**

La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n + 1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.



**Figure II. 3:** Réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis

◆ **Densité de drainage Dd :**

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale (Li) de tous les cours d'eau du bassin versant et la superficie de ce dernier. Elle reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux. Elle est exprimée en Km/Km<sup>2</sup> et donnée par la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \dots\dots\dots(II.13)$$

$\sum Li$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

**Tableau II .10** : Densité de drainage

Ordre du cours d'eau	nombre	Longueur (km)
1	45	42.76
2	19	11.77
3	10	4.14
4	1	2.69
<b>somme</b>	75	61.36

$$Dd = \frac{61.36}{24.34} = 2.52 \text{ Km/Km}^2$$

La densité de drainage dépend de la géologie, des caractéristiques topographiques du bassin et des conditions climatologiques et anthropiques.

- Si  $Dd$  de l'ordre de 3 à 4 pour des régions à développement très limité.
- Si  $Dd$  dépasse 1000 pour des zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration.

♦ **Densité hydrographique F :**

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum Ni}{S} \dots\dots\dots (II.14)$$

$\sum Ni$  : Somme des cours d'eau.

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

$$F = \frac{75}{24.34} = 3.$$

Les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique ont une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux.

♦ **Pente moyenne du cours d'eau principal  $Ic$  :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.17)$$

$\Delta H$  : dénivelée entre deux points suffisamment distants en m. (= 1600 – 1500)

$\Delta L$  : distance entre ces deux point en Km. (= 2.85 km)

$$Ic = 3.5 \%$$

◆ **Temps de concentration du bassin versant  $t_c$  :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus de concentration hydraulique et d'échanges dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Il existe plusieurs formules :

– Formule de BEFANI :

Le temps de concentration est exprimé par :

$$t_c = \frac{L}{v_c} \dots\dots\dots (II.18)$$

$t_c$  : Temps de concentration, en heure.

L : La longueur du cours d'eau principal, en km.

$v_c$  : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue (km/h).

La vitesse de concentration, par BEFANI, pour les petits bassins versants, est exprimée comme suit :

$$v_c = 0.75 \times S^{1/5} \times I^{1/3} \dots\dots\dots (II.19)$$

S : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>).

I : la pente moyenne du thalweg principal (%).

$$v_c = 4.1 \text{ km / h} \quad \Longrightarrow \quad t_c = 2.22 \text{ h}$$

– Formule de SOGREAH (1986/1989) :

Une formule a été développée par Sogreah, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$t_c = 3 \times \left( \frac{S \times L}{(10 \times I)^{3/2}} \right)^{1/4} \dots\dots\dots (II.20)$$

$t_c$  : Temps de concentration en h.

S : Superficie du bassin versant, en km<sup>2</sup>.

L : Longueur du talweg principal, en km.

I : Pente du talweg principal, en %

$$t_c = 1.48 \text{ h}$$

**Tableau. II. 10:** Temps de concentration  $t_c$

Formules	Temps de concentration $t_c$ (h)
BEFANI	2.22
SOGREAH	1.48

La valeur adoptée est estimée par la formule de SOGREAH qui est recommandée pour les petits bassins versants ;  $tc = 1.48 h$ .

♦ **Vitesse de ruissellement Vr :**

On entend par ruissellement, l'écoulement d'eau de surface par gravité, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. La vitesse de ruissellement est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \dots\dots\dots( II.21)$$

L : longueur du thalweg principal (km).

Tc : temps de concentration (h).

$$Vr = 6.16 \text{ km/h.}$$

**Tableau. II. 11:** Récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin

Désignation		symbole	unité	valeur
Surface		S	Km <sup>2</sup>	24.34
Périmètre		P	Km	22.76
Longueur du thalweg principal		L	Km	9.11
Indice de compacité		K <sub>c</sub>	-	1.3
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.41
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	8.51
	Largeur	l	Km	2.86
Altitudes	Maximale	H <sub>max</sub>	m	1800
	Moyenne	H <sub>moy</sub>	m	1238.75
	Médiane	H <sub>50%</sub>	m	1699
	Minimale	H <sub>min</sub>	m	899
Pente moyenne du BV		I <sub>m</sub>	%	23.1
Pente moyenne du cours d'eau		I <sub>c</sub>	%	3.5
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	%	0.89
Dénivelée spécifique		D <sub>s</sub>	m	437.69
Indice de pente de Roche		I <sub>p</sub>	%	0.98



Désignation	symbole	unité	valeur
Indice de pente moyenne	$I_{pm}$	%	10.58
Densité de drainage	$D_d$	Km/km <sup>2</sup>	2.52
Temps de concentration	$T_c$	h	1.48
Vitesse de ruissèlement	$V_r$	Km/h	6.16

## II.2 Caractéristiques climatologiques :

Plus encore que les facteurs morphologiques, géologiques et géographiques, les conditions climatiques du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Les facteurs climatiques sont responsables de toute action érosive ; notamment les précipitations et leurs régimes spatio-temporelles, les températures et leurs variabilités, ainsi que le rôle de l'humidité de l'air et l'évaporation.

Les paramètres climatiques disponibles dans la région ont été sélectionnés à partir du réseau d'observations de l'Office National de la Météorologie ONM.

### II.2.1 Température de l'air :

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année 2010 est représentée dans le tableau II.12

**Tableau. II. 12:** Distribution mensuelle de la température en °C

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Température °C	24	16	10	6	5	5	9	12	16	23	26	27
Moyenne annuelle °C	14.9											

D'après ce tableau, la valeur de la température maximale est de 27°C pendant le mois d'Aout ; par contre la valeur minimale est de 5°C pendant les mois de janvier et février. La valeur de la température moyenne est de 14.9°C

Ces enregistrements permettent de distinguer une saison froide (de novembre à avril) et une saison relativement chaude (de mai à octobre).

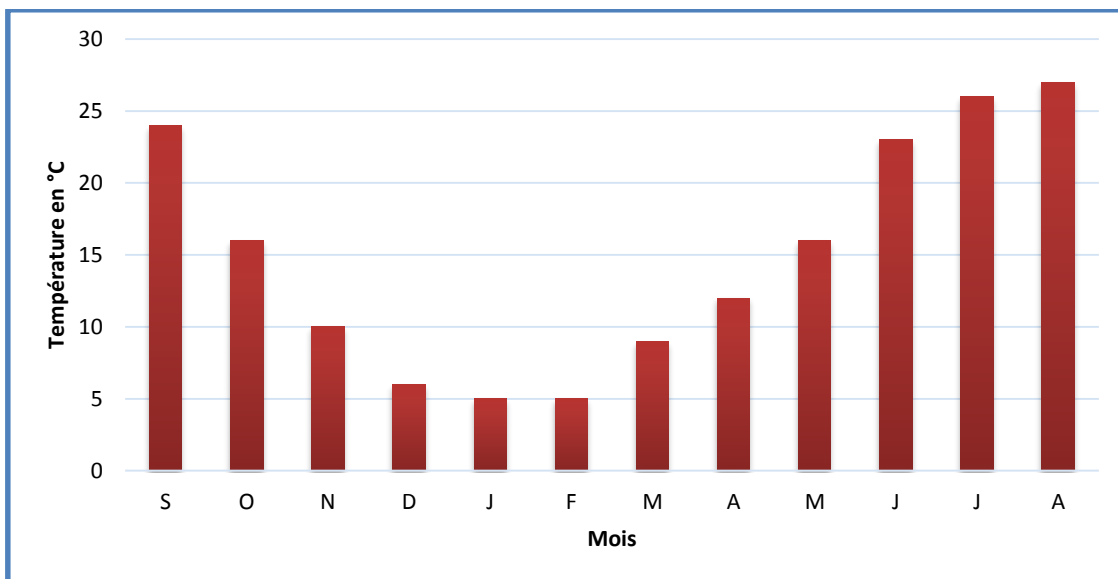


Figure II. 4: Répartition mensuelle de la température en 2010

II.2.2 Evaporation :

La répartition mensuelle de l'évaporation durant l'année 2010 est évaluée en pourcentage de la valeur annuelle, elle est définie comme suit :

Tableau. II. 13: Variation mensuelle de l'évaporation en 2010

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année 2010
$E_v(\text{mm})$	122	80	46	28	26	40	64	100	133	172	221	198	1230
$E_v(\%)$	9.9	6.5	3.7	2.3	2.1	3.3	5.2	8.1	10.8	14	18	16.1	100

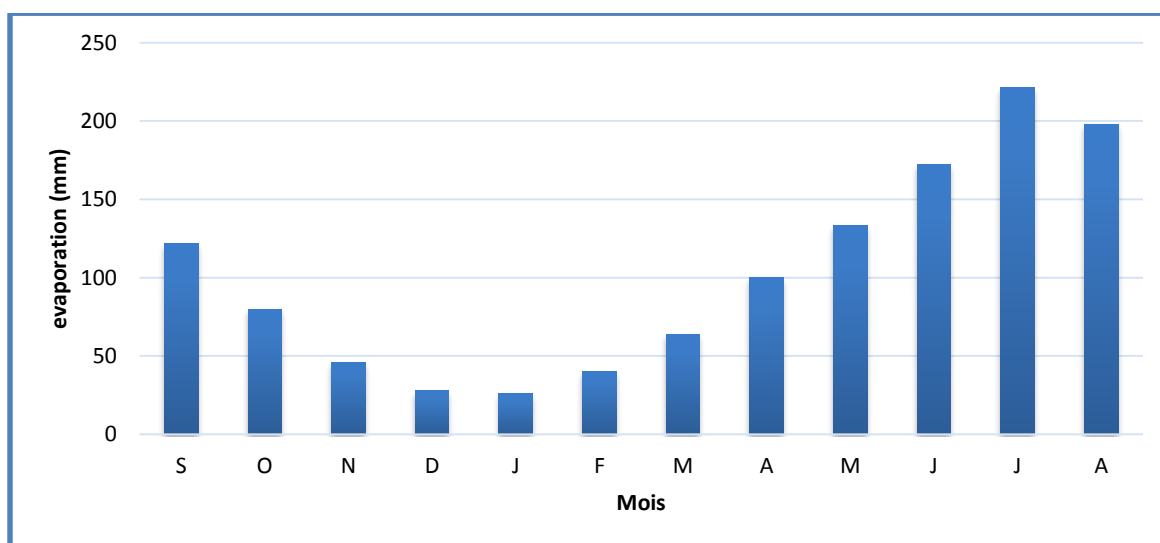


Figure II. 5: Variation mensuelle de la température en 2010

## II.3 Etude des précipitations :

Les précipitations étant la source principale de l’approvisionnement de L’Oued Hadjra.

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnée à partir du réseau d’observations de l’Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H).

Aucun poste pluviométrique n’est situé à l’intérieur du bassin versant du site de L’Oued Hadjra, toute fois la station pluviométrique de Sour El Ghozlane située à proximité de la zone d’étude et possédant une période d’observation de plus de 50 années semble largement représentative relativement à sa durée et à sa composante pluviométrique. Cependant ces données d’observations sont tachées de quelques années lacunaires. La série pluviométrique est représentée en annexe B01.

Le tableau II.14 ci-dessous montre les caractéristiques de la station pluviométrique prise en considération dans l’étude.

**Tableau. II. 14:** Coordonnée Lambert de la station pluviométrique

Code	Nom	X (km)	Y (km)	Z(m)	Temps d’observations (1970-2010)
150101	Sour El Ghozlane	590.6	316.45	882	40ans

### II.3.1 Traitement statistique des pluies annuelles de 1970 à 2010 :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. De ce fait, l’analyse hydrologique se base sur l’exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et sujettes la plupart du temps à des erreurs qu’on appelle erreurs systématiques. Donc il est indispensable de vérifier leurs homogénéités pour détecter les anomalies dans les séries hydrologiques et les corriger par les méthodes d’homogénéisation.

#### II.3.1.1 Test d’homogénéité de la série pluviométrique (1970 à 2010) :

Pour vérifier l’homogénéité de la série pluviométrique des pluies annuelles, on procède au Test de Wilconxon. C’est le plus puissant des tests non paramétriques. Ce test repose sur le procédé suivant :

- On divise la série pluviométrique en deux sous séries X et Y de taille N1 et N2 respectivement. X étant la série à étudier et Y étant la série de base avec  $N1 < N2$
- On constitue la série  $X \cup Y$ , ensuite on doit la classée par ordre croissant.
- On associe à chacune des valeurs le rang qu’elle occupe dans cette nouvelle série. De plus on indique de quelle sous série appartient-elle.

La série sera homogène avec une probabilité de 95%. Cette condition est vérifiée si :  $W_{min} < W_x < w_{max}$  .

Avec :

$W_x = \sum rangx$  : Somme des rangs de l'échantillon X.

$$W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - 1.96 \sqrt{\frac{N_1 \times N_2 \times (N_1+N_2+1)}{12}} \dots\dots\dots (II.22)$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \dots\dots\dots (II.23)$$

Les calculs effectués pour les séries de pluies annuelles détaillés dans l'annexe B02 et les résultats sont représentés dans Tableau II.15.

**Tableau. II. 15:** Résultat de test de Wilcoxon

Paramètres du test	Pluies annuelles
N1	17
N2	22
$W_{min}$	270.30
$W_{max}$	409.70
$W_x$	373
Condition du test	$270.3 < 373 < 409.70$
Observation	Série homogène

### II.3.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles :

La répartition mensuelle de la pluie moyenne interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Sour El Ghozlane. La dite répartition est exposée dans le tableau II.16

**Tableau. II. 16:** Répartition mensuelles de la pluie moyenne (1970- 2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
<b>P(mm)</b>	30.96	34.70	46.78	45.33	44.14	49.01	38.80	42.26	27.17	10.12	4.08	5.88	379.25
<b>P(%)</b>	8.16	9.15	12.33	11.95	11.64	12.92	10.23	11.14	7.16	2.67	1.075	1.55	100

La répartition moyenne des pluies donne un maximum caractéristique de la région au mois de Février qui arrive à 49.01mm.

L'évaluation de la pluie moyenne interannuelle au niveau du bassin versant du site de l'oued Hadjra est de 379 mm.

La valeur de la précipitation moyenne interannuelle peut être évaluée par une lecture directe sur la carte pluviométrique de l'Algérie Nord établie par l'ANRH qui donne une valeur comprise entre 350mm et 400mm, représentée sur la figure ci-dessous.

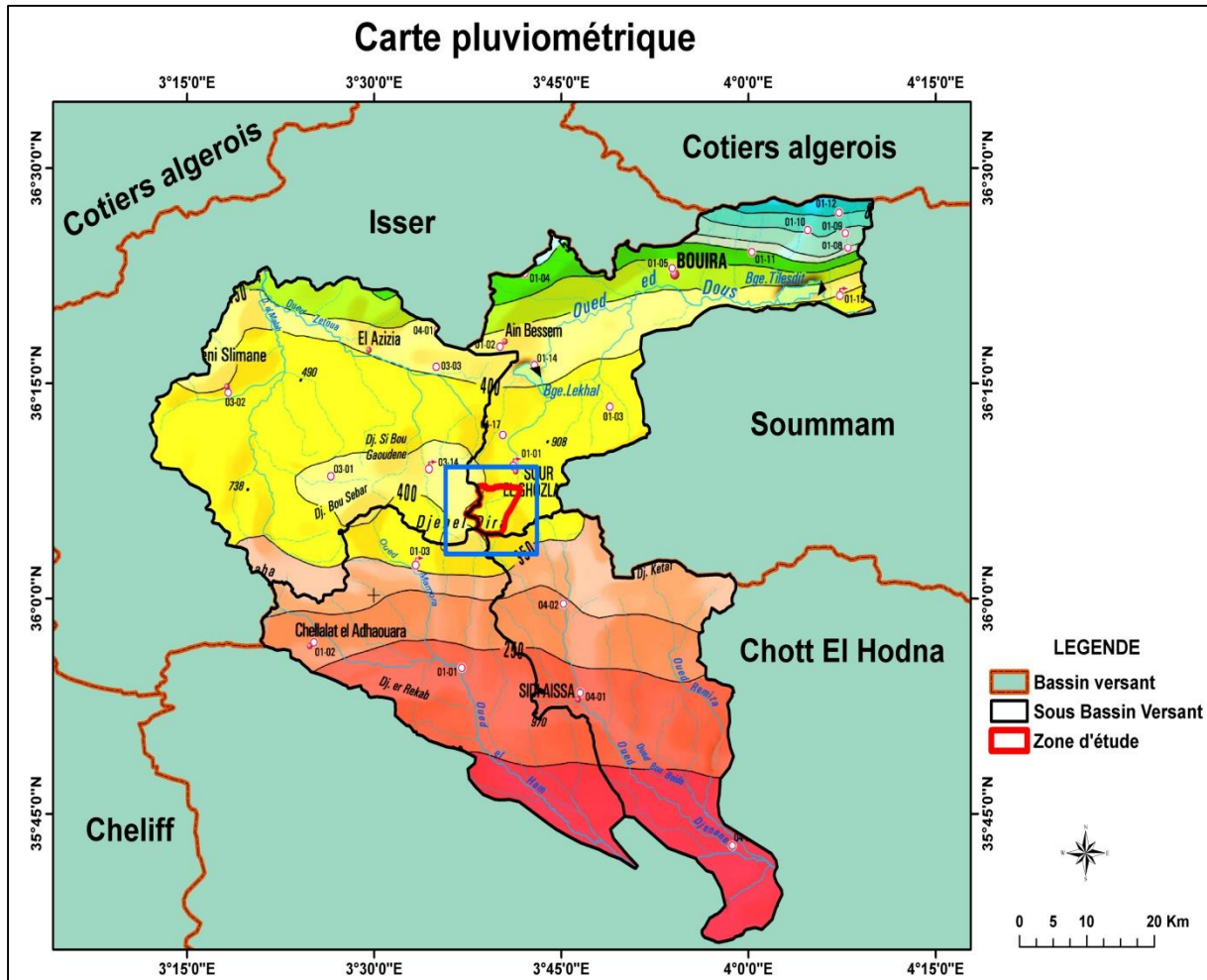


Figure II. 6: Carte pluviométrique de la zone d'étude de l'année 2005

### II.3.3 Ajustement des pluies annuelles :

#### II.3.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss) :

Cette loi est utilisée comme modèle théorique dans les ajustements des distributions expérimentales.

Les pluies annuelles s'adaptent à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme suivante (Touaibia, 2015).

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.24)$$

F : fréquence en non dépassement.

U : variable réduite de Gauss ; elle est donnée par :  $u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma}$

$\bar{x}$  : la moyenne

$\sigma$  : écart type

La fonction de densité de probabilité a pour expression (Touaibia, 2015).

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} \dots\dots\dots(\text{II.25})$$

### II.3.3.2 Test de validité de l'ajustement :

Le but d'un test d'adéquation (d'ajustement) est de vérifier que le modèle choisi est cohérent avec les données, plus exactement nous allons construire une procédure de test afin de vérifier si l'hypothèse que les observations sont issues d'une loi donnée est valide. Le test le plus usuel est celui du khi carré ( $\chi^2$ ).

Le test de khi carré ( $\chi^2$ ) est utilisé pour un risque  $\alpha = 5\%$  et un nombre de degré de liberté  $\gamma = K - 1 - m$  ; tel que K c'est le nombre de classe et m c'est le nombre de paramètre de la loi. (Touaibia, 2015).

La variable aléatoire  $\chi^2$ , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2_{cal} = \sum \frac{(n_i - \mu_i)^2}{\mu_i} \dots\dots\dots(\text{II.26})$$

$n_i$  : nombre d'observation contenues dans la classe i.

$\mu_i$  : Nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec  $\mu_i \geq 5$

On pose l'hypothèse nulle  $H_0$  : la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe expérimentale F.

Pour que  $P = F$  soit vérifiée, il faut que :

$$\chi^2_{calculée} < \chi^2_{théorique}$$

$\chi^2_{théorique}$  est tiré de la table de  $\chi^2$  en fonction de  $\gamma$  et  $\alpha$  représentée dans l'annexe B03.

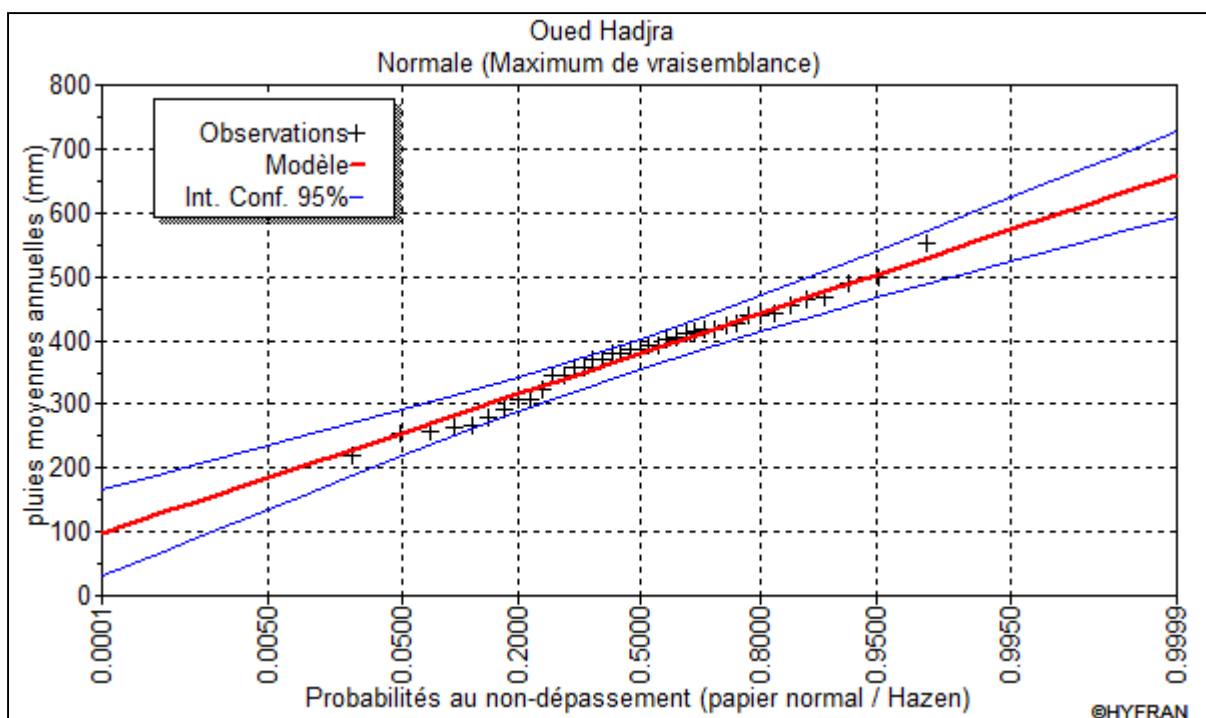
Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été fait par logiciel Hyfran et sont représentés dans le tableau II.17.

**Tableau. II. 17:** Résultat du test de khi carré

La loi de distribution	Degré de liberté $\gamma$	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Normale	5	8	3.46	11.070

Le résultat du test de khi carré montre bien que la série pluviométrique s'ajoute à la loi normale.

### II.3.3.3 Résultat d'ajustement à la loi normale :



**Figure II. 7:** Ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble du bassin versant d'oued Hadjra

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance et sont proches de la droite d'HENRY

Les paramètres de la loi Normale sont représentés dans le tableau II.18

–Nombre d'observation :  $n = 39$ .

–Quantiles :  $q = F(x)$  probabilité au non dépassement.

$$T = \frac{1}{1-q} \text{ Période de retour.}$$

**Tableau. II. 18:** Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	218
Maximum	553
Moyenne	379
Ecart type	75.5
Médiane	387
Coefficient de variation (Cv)	0.199

A partir des résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, la série des pluies annuelles présente un ajustement adéquat à la loi normale. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares (de 80%) qui sera utilisée pour la suite du calcul telle que détaillé dans le tableau II.19

**Tableau. II. 19:** Résultat des pluies annuelles fréquentielles (1970 à 2010)

<b>Fréquence (%)</b>	80	50	20	10	5
<b>Pluie (mm)</b>	442	379	317	284	257

### II.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières :

#### II.3.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) :

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction est donnée (Touaibia, 2015) par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots(II.27)$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} \dots\dots\dots(II.28)$$

- a: Paramètre de position
- b : paramètre de forme
- c : borne inférieur de la distribution on prend c = 0.

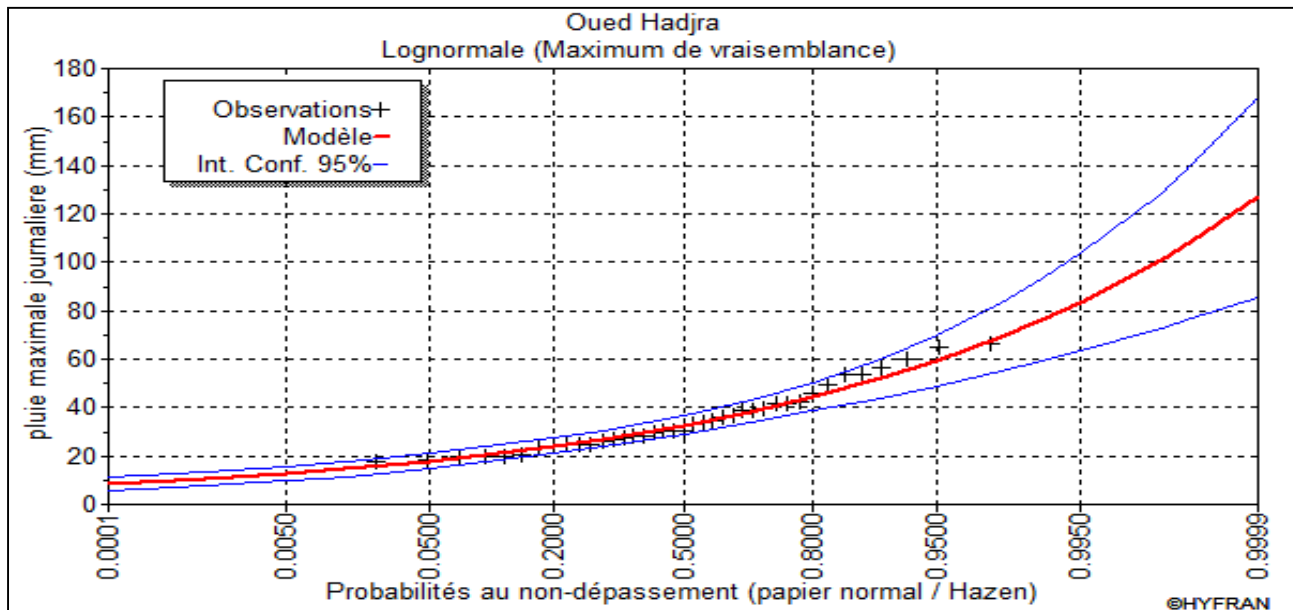
L'équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\log P_{j \max} = \overline{\log P_{j \max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \dots\dots\dots(II.29)$$

$U_{P\%}$ : Variable de Galton pour différentes fréquences.

La représentation graphique de l'ajustement de la pluie maximale journalière à la loi log normale est donnée dans la figure suivante :





**Figure II. 8:** Ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l’ensemble du bassin versant d’oued Hadjra

**II.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) :**

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est donnée par (Touaibia, 2015) :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \dots\dots\dots(II.30)$$

La fonction de densité est la suivante :

$$f(x) = \frac{1}{b} e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \times e^{-\frac{x-a}{b}} \dots\dots\dots(II.31)$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

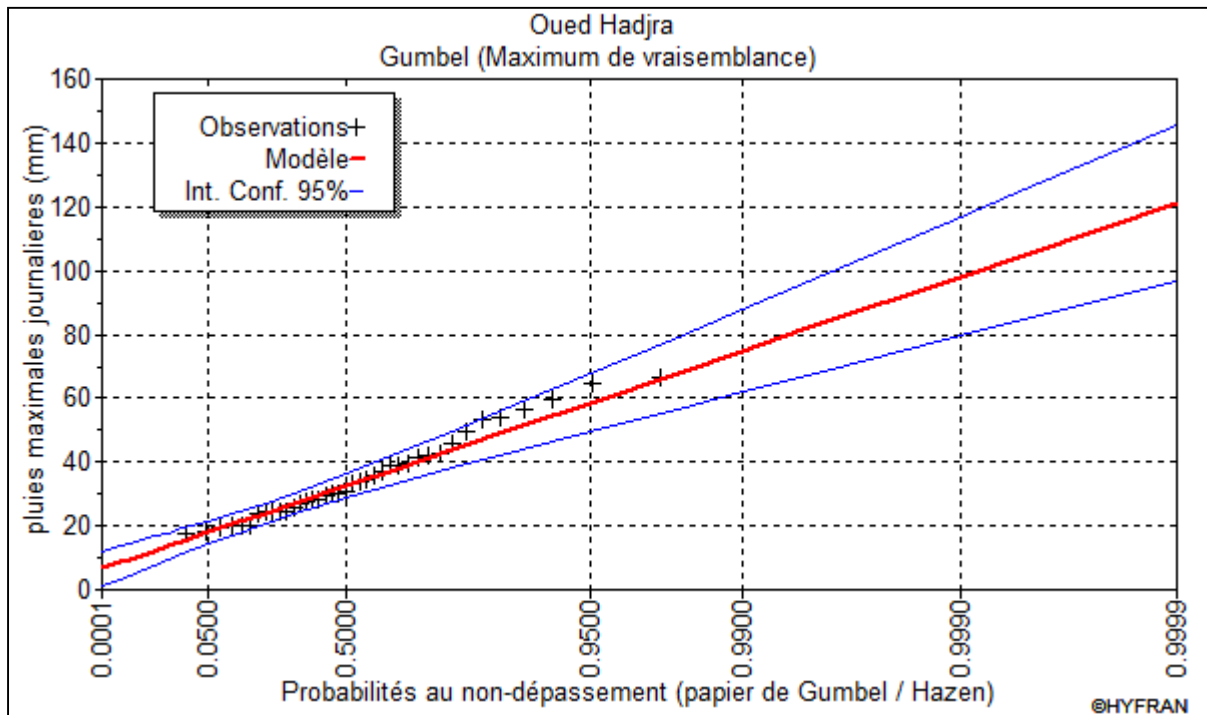
b : paramètre d’échelle (Gradex) .

a : le paramètre de position.

L’équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a \dots\dots\dots(II.32)$$

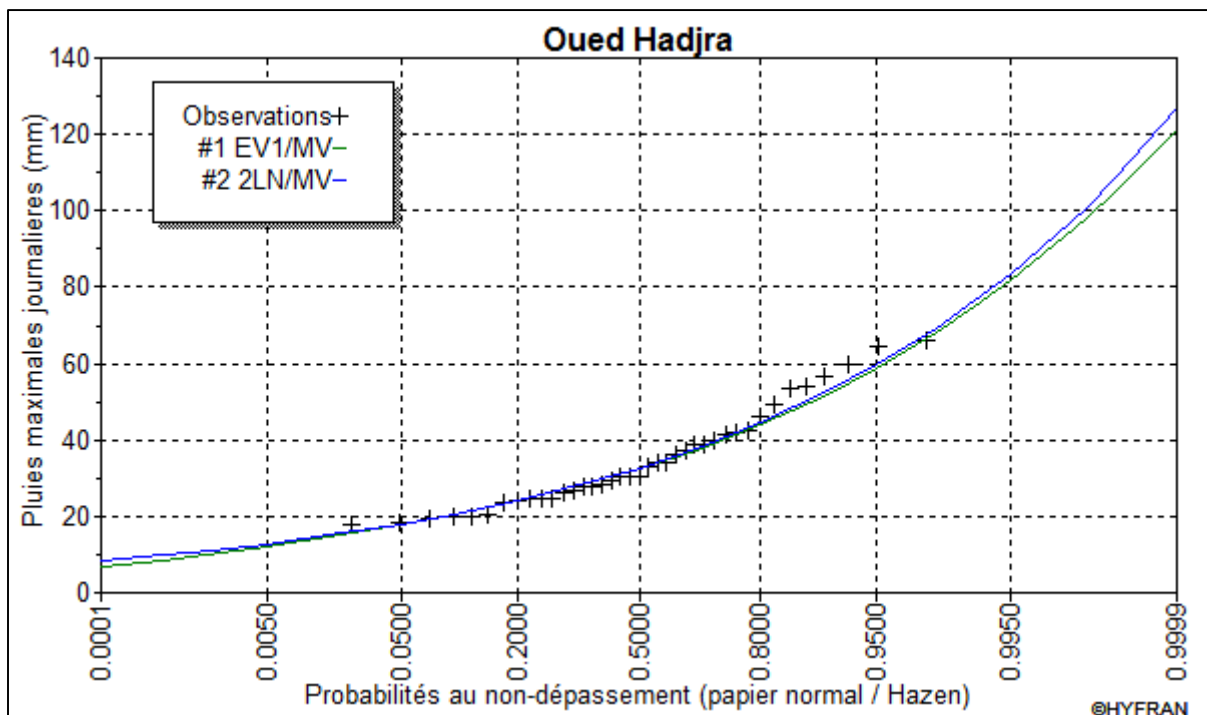
$\mu_g$  : variable réduite de Gumbel  $\mu_g = -[\ln(-\ln(F(x)))]$ .



**Figure II. 9:** Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued Hadjra

**II.3.4.3 Comparaison graphique pour les deux lois :**

La comparaison graphique de ces trois lois se fait par logiciel Hyfran



**Figure II. 10:** Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance pour les deux lois mais d'après la comparaison graphique, ils sont plus proches de la droite de Galton. Donc la série s'ajuste mieux à la loi log normale.

### II.3.5 Test d'adéquation pour les deux lois :

Ce test a été déjà développé précédemment.

Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été fait par logiciel Hyfran et sont représentés dans le tableau II.20

**Tableau. II. 20:** Résultat du test de khi carré pour les trois lois

La loi de distribution	Degré de liberté $\gamma$	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Log normale	5	8	1.82	11.070
Gumbel	5	8	1.82	11.070

D'après les résultats du test khi carré, la série s'ajuste aux deux lois.

◆ **Conclusion :**

A partir des résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, la série des pluies maximales journalières présente un ajustement adéquat à la loi log normale. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies maximales journalières pour des fréquences rares.

### II.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi log normale) :

Les paramètres de la série pluviométrique selon la loi log normale sont représentés dans le tableau suivant pour un nombre d'observation égale à 39 :

**Tableau. II. 21:** Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	17.8
Maximum	66.2
Moyenne	34.9
Ecart type	13.2
Médiane	30.5
Coefficient de variation	0.378
Coefficient de d'asymétrie	0.838
Coefficient d'aplatissement	2.62

Les quantiles pour différentes périodes de retour de la série pluviométrique selon l'ajustement à la loi log normale sont donnés dans le tableau ci-dessous

**Tableau. II. 22:** Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité q	précipitations	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	101	14.3	72.8-129
200	0.995	83.6	10.2	63.5-104
100	0.990	76.3	8.65	59.4-93.3
50	0.980	69.1	7.17	55.1-83.2
20	0.950	59.6	5.37	49.0-70.1
10	0.900	52.2	4.13	44.1-60.3
5	0.800	44.5	3.03	38.5-50.4

## II.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités :

Pour l'estimation des pluies de courtes durées pour différentes fréquences on applique la formule de Body préconisée par l'ANRH :

$$P_{max,p\%} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(II.33)$$

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

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

t : temps en heures.

b : exposant climatique (donné par b=0.32).

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{max,j}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(II.34)$$

Lorsqu'on remplace la formule (II.33) dans la formule (II.34) on obtient :

$$I_0 = \frac{P_{max,p\%}}{t} \dots\dots\dots(II.35)$$

Les pluies maximales journalières pour chaque fréquence sont données dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 23:** Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

<b>Période de retour (ans)</b>	5	10	20	50	100	1000
<b>Fréquence(%)</b>	20	10	5	2	1	0.1
<b><math>P_{max,j,p\%}</math> (mm)</b>	44.5	52.2	59.6	69.1	76.3	101

Les précipitations et les intensités pour différentes fréquences sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau. II. 24:** Précipitations et intensités pour différentes fréquences

<b>P<sub>de retour</sub> (ans)</b>	<b>10</b>		<b>50</b>		<b>100</b>		<b>1000</b>	
<b>Fréquence (%)</b>	<b>10</b>		<b>2</b>		<b>1</b>		<b>0.1</b>	
<b><math>P_{max,j,p\%}</math> (mm)</b>	<b>52.2</b>		<b>69.1</b>		<b>76.3</b>		<b>101</b>	
<b>T(h)</b>	<b><math>P_{max t}</math> (mm)</b>	<b>I(mm/h)</b>	<b><math>P_{max t}</math> (mm)</b>	<b>I(mm/h)</b>	<b><math>P_{max t}</math> (mm)</b>	<b>I(mm/h)</b>	<b><math>P_{max t}</math> (mm)</b>	<b>I(mm/h)</b>
0.5	15.12	30.25	20.02	40.04	22.11	44.21	29.26	58.53
1	18.88	18.88	24.99	24.99	27.60	27.60	36.53	36.53
<b>1.48</b>	<b>21.40</b>	<b>14.46</b>	<b>28.33</b>	<b>19.14</b>	<b>31.28</b>	<b>21.14</b>	<b>41.41</b>	<b>27.98</b>
1.5	21.50	14.33	28.45	18.97	31.42	20.95	41.59	27.73
2	23.57	11.78	31.20	15.60	34.45	17.22	45.60	22.80
3	26.83	8.94	35.52	11.84	39.22	13.07	51.92	17.30
4	29.42	7.35	38.95	9.74	43.01	10.75	56.93	14.23
5	31.60	6.32	41.83	8.36	46.19	9.23	61.14	12.23
6	33.50	5.58	44.34	7.39	48.96	8.16	64.81	10.80
7	35.20	5.02	46.58	6.65	51.44	7.35	68.09	9.73
8	36.73	4.59	48.62	6.08	53.68	6.71	71.06	8.88
9	38.14	4.24	50.48	5.61	55.75	6.19	73.79	8.20
10	39.45	3.95	52.22	5.22	57.66	5.77	76.32	7.63
11	40.67	3.70	53.83	4.89	59.44	5.40	78.69	7.15
12	41.81	3.48	55.35	4.61	61.12	5.09	80.91	6.74
13	42.90	3.30	56.79	4.37	62.71	4.82	83.01	6.38
14	43.93	3.14	58.15	4.15	64.21	4.59	84.99	6.07
15	44.91	2.99	59.45	3.96	65.65	4.38	86.90	5.79
16	45.85	2.86	60.69	3.79	67.02	4.19	88.71	5.54
17	46.75	2.75	61.88	3.64	68.33	4.02	90.45	5.32
18	47.61	2.64	63.02	3.50	69.60	3.87	92.12	5.12
19	48.44	2.55	64.12	3.37	70.80	3.77	93.73	4.93
20	49.24	2.46	65.18	3.26	71.98	3.60	95.28	4.76

T(h)	P <sub>max t</sub> (mm)	I(mm/h)	P <sub>max t</sub> (mm)	I(mm/h)	P <sub>max t</sub> (mm)	I(mm/h)	P <sub>max t</sub> (mm)	I(mm/h)
21	50.02	2.38	66.21	3.15	73.11	3.48	96.77	4.61
22	50.77	2.31	67.20	3.05	74.20	3.37	98.23	4.46
23	51.49	2.24	68.16	2.96	75.27	3.27	99.63	4.33
24	52.2	2.17	69.1	2.88	76.3	3.18	101	4.21

## II.5 Evaluation des apports liquides :

L'étude des apports liquides a pour but d'évaluer le volume utile optimal de la retenue. Donc il faut quantifier les potentialités en eau du bassin versant d'oued Hadjra.

Or, le site a étudié ne dispose pas une station hydrométrique. Pour cela, on doit se référer aux méthodes empiriques les plus utilisées en Algérie dans le cas des petits bassins versant. Il s'agit d'une analyse purement statistique.

En premier lieu, il faut estimer l'apport moyen annuel pour pouvoir déterminer par la suite les apports fréquentiels et la répartition mensuelle des apports.

### II.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel A<sub>0</sub>:

#### ❖ Formule de l'A.N.R.H :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \dots\dots\dots(II.36)$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en m ; P<sub>moy</sub> = 0.379 m

S : Superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup> ; S = 24.34 km<sup>2</sup>

#### ❖ Formule de Samie :

$$A_0 = L_e \times S \dots\dots\dots(II.37)$$

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(II.38)$$

L<sub>e</sub> : Lamme d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P<sub>moy</sub> : Précipitation moyenne annuelle en m;

S: Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

#### ❖ Formule de Derie II :

$$A_0 = 0.513 \times P_{moy}^{2.683} \times \sqrt{D_r} \times S^{0.842} \dots\dots\dots(II.39)$$

P<sub>moy</sub> : Précipitation moyenne annuelle en m.

S: Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

D<sub>r</sub> : Densité de drainage D<sub>r</sub> = 3.71

Les résultats de calcul de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau II.25.

**Tableau. II. 25:** Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques

Formules	Apport moyen annuel (Hm <sup>3</sup> )	Lame d'eau (mm)
A.N.R.H	0.995	40.88
Samie	0.986	40.53
Derie II	1.075	44.16
moyenne	1.02	41.86

L'apport moyen annuel retenu est de :

$$A_0 = 1.02 \text{ Hm}^3$$

Avec une lame d'eau écoulée de :

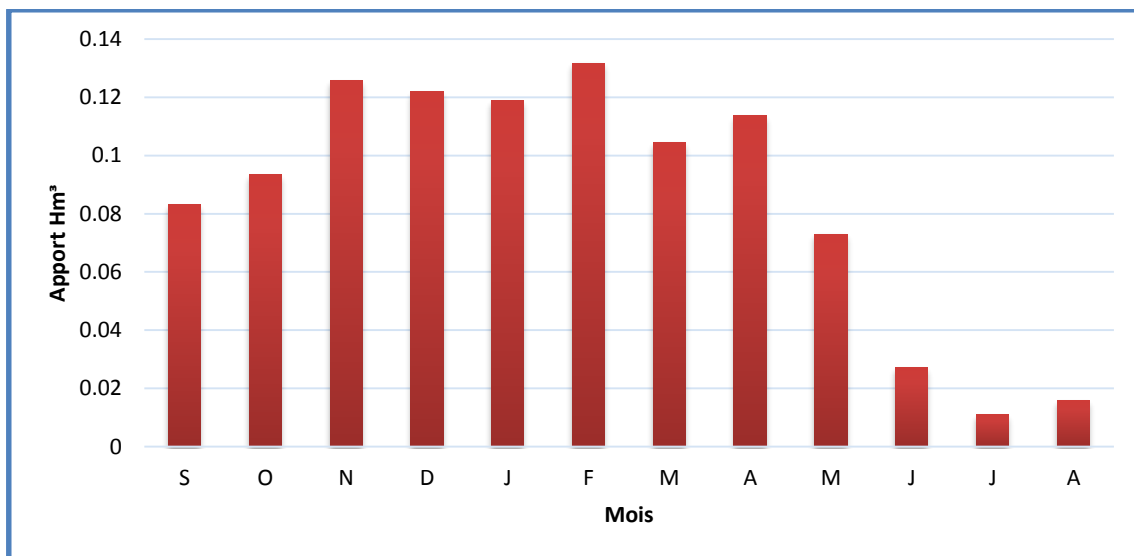
$$L_e = 41.86 \text{ mm.}$$

### II.5.2 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :

Il s'agit de la transformation de la répartition mensuelle de la pluie moyenne en l'apport liquide moyen annuel ; en multipliant la pluviométrie en % de chaque mois par l'apport annuel obtenu ( $A_0 = 1.02 \text{ Hm}^3$ ). Le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

**Tableau. II. 26:** Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1970-2010)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
<b>Pluies (mm)</b>	30.96	34.70	46.78	45.33	44.14	49.01	38.80	42.26	27.17	10.12	4.08	5.88	379.25
<b>Pluies (%)</b>	8.16	9.15	12.33	11.95	11.64	12.92	10.23	11.14	7.16	2.67	1.075	1.55	100
<b>Apports (Hm<sup>3</sup>)</b>	0.083	0.093	0.13	0.122	0.12	0.13	0.105	0.11	0.07	0.027	0.011	0.016	1.02



**Figure II. 11:** Répartition mensuelle de l’apport liquide moyen mensuel (1970-2010)

**II.5.3 Caractéristiques de l’écoulement :**

❖ **Module de l’écoulement  $M_e$  :**

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_{moy}}{T} \dots\dots\dots(II.40)$$

$A_{moy}$  : Apport moyen annuel en  $m^3$ .

T : Temps d'une année en secondes.

$$M_e = 32.34 \text{ l/s}$$

❖ **Module de l’écoulement relatif  $M_0$  :**

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(II.41)$$

$M_e$ : Module de l'écoulement (l/s) ;

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

$$M_0 = 1.33 \text{ l/s/km}^2$$

❖ **Lame d’eau écoulée  $L_e$ :**

Elle est donnée par :

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S} \dots\dots\dots(II.42)$$

$A_{moy}$  : Apport moyen annuel en  $m^3$ .

S: Superficie du bassin  $Km^2$

$$L_e = 41.86 \text{ mm.}$$



### ❖ Coefficient de l'écoulement $C_e$ :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(II.43)$$

$L_e$  : lame d'eau écoulée en mm.

$P_{moy}$  : pluie moyenne annuelle en mm.

$$C_e = 0.11 = 11\%$$

### II.5.4 Coefficient de variation :

Le coefficient de variation est calculé par les formules empiriques suivantes :

#### ❖ Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log(S + 1) \dots\dots\dots(II.44)$$

$M_0$ :Module de l'écoulement relatif en  $l/s/km^2$  .

$S$  : Superficie du bassin en  $Km^2$ .

$$C_v = 0.66$$

#### ❖ Formule de KRISTKY-MENKEL :

$$C_v = \frac{A'}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \dots\dots\dots(II.45)$$

$A'$  : coefficient géographique (égale à 0.83).

$M_0$  : module de l'écoulement relatif en  $l/s/km^2$  .

$S$  : Superficie du bassin en  $Km^2$ .

$$C_v = 0.64$$

#### ❖ Formule Algérienne de N.Padoun :

$$C_v = 0.93 \times \frac{K}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots(II.46)$$

$K$  : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00). On prend  $K=0.7$

$M_0$  : module de l'écoulement relatif en  $l/s/km^2$  .

$$C_v = 0.61$$

**Tableau. II. 27:** Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement

Formules	Coefficient de variation
SOKOLOVSKY	0.66
KRISTKY-MENKEL	0.64
Algérienne de N.Padoun	0.61
Moyenne	0.64

Le coefficient de variation moyen pour tous les mois est de  $Cv = 0.64$

## II.5.5 Estimation fréquentielle des apports :

L'apport liquide fréquentiel dépend essentiellement de l'apport moyen annuel  $A_0$  et le coefficient de variation  $C_v$ . Il est estimé à une probabilité de 80% (remplissage garanti 4 années sur 5).

### II.5.5.1 Estimation à partir de la loi de Pearson :

L'apport moyen fréquentiel est calculé par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = (F_{80\%} \times C_v + 1)A_0 \dots\dots\dots(II.47)$$

$A_{80\%}$  : Apport fréquentiel ( $F = 0.80$ ) en  $Hm^3$ .

$F_{80\%}$  : Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour  $C_s = 2C_v$  ( $F_{80\%} = -0.84$ )

$A_0$  : Apport moyen annuel en  $Hm^3$ . ( $A_0 = 1.02 Hm^3$ )

$C_v$  : Coefficient de variation des apports. ( $Cv = 0.64$ )

### II.5.5.2 Estimation à partir de la distribution log normale (Body) :

L'apport moyen fréquentiel est estimé par la relation de Body qui est donnée par :

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots(II.48)$$

$A_{80\%}$  : Apport fréquentiel ( $F = 0.80$ ) en  $Hm^3$ .

$\mu$  : Variable réduite de Gauss, tirée de la table de la loi normale réduite. ( $\mu = 0.84$ )

$A_0$  : Apport moyen annuel en  $Hm^3$ . ( $A_0 = 1.02 Hm^3$ )

$C_v$  : Coefficient de variation des apports. ( $Cv = 0.64$ )

Le résultat de calcul de l'apport moyen fréquentiel est récapitulé dans le tableau II.28.

**Tableau. II. 28:** Récapitulation de l'apport fréquentiel

Méthodes	Apport fréquentiel (F=80%) $Mm^3$
Loi de Pearson	0.54
Formule de Body	0.47
Moyenne	0.51

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% est de :

$$A_{80\%} = 0.51 Mm^3.$$

### II.5.5.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des pluies moyennes ; on a  $A_{80\%} = 0.51 Hm^3$

Tableau. II. 29: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
<b>Pluies (mm)</b>	30.96	34.70	46.78	45.33	44.14	49.01	38.80	42.26	27.17	10.12	4.08	5.88	379.25
<b>Pluies (%)</b>	8.16	9.15	12.33	11.95	11.64	12.92	10.23	11.14	7.16	2.67	1.075	1.55	100
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
<b>Apports 80% (Mm³)</b>	0.042	0.047	0.065	0.061	0.06	0.066	0.05	0.055	0.035	0.014	0.006	0.008	0.51

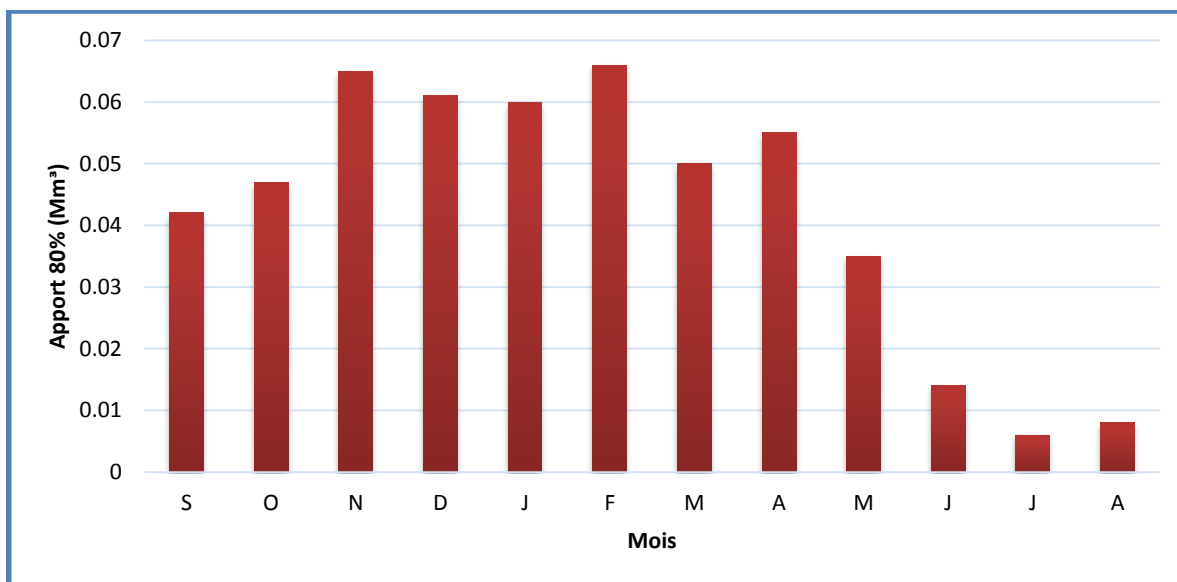


Figure II. 12 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%

## II.6 Evaluation de l'apport solide et le volume mort :

L'érosion des bassins versants est très répandue dans plusieurs régions. Surtout, si toutes les conditions sont réunies pour déclencher et développer un tel processus : les irrégularités climatiques, la faible densité du couvert végétale, la nature des sols qui est peu résistante à l'écoulement et la violence des crues. En effet, l'estimation du taux de sédimentation dans les barrages et leur durée de vie nécessitent une connaissance des apports solides provenant du bassin versant.

L'étude des apports solides est primordiale puisqu'ils conditionnent le volume de la tranche morte et le calage des ouvrages de prise et de vidange de fond, l'évaluation du transport solide nous permettra d'estimer le volume des atterrissements dans la retenue au cours de la vie de l'ouvrage et de définir une tranche morte réservée au stockage de la part de

transports solides qu'il ne sera pas possible d'évacuer par les ouvrages de vidange. Or, l'absence des mesures sur le transport solide oblige à faire recours aux méthodes empiriques.

## II.6.1 Estimation du transport solide :

### ❖ Formule de Fournier :

Le transport solide est calculé par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots(\text{II.49})$$

$E_s$  : Taux d'abrasion  $t/Km^2/an$  ;

$P_a$  : Pluie moyenne annuelle en mm ; ( $P_a = 379 \text{ mm}$  )

$P$  : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ( $P = 49.01 \text{ mm}$ )

$h$  : Altitude à 45 % en m ;  $h = (H_{max} - H_{min})45\%$

$S$  : Surface du bassin versant en  $Km^2$ .

$$E_s = 214 \text{ t}/Km^2/an$$

### ❖ Formule de Tixeront :

Cette formule a été utilisée pour la détermination d'un coefficient d'érodibilité des sols et des paramètres de la production du débit solide dans le Nord de l'Algérie. Elle est utilisée pour les bassins versant Algériens et Tunisiens et donnée par la formule suivante :

$$T_s = \alpha \times L_e^{0.15} \dots\dots\dots (\text{II.50})$$

$T_s$ : Transport solide en  $t/Km^2/an$  ;

$L_e$  : la lame écoulée en mm ; ( $L_e = 41.86 \text{ mm}$  )

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha = 340$  (pour les bassins de moyenne à faible perméabilité). Voir tableau II.30.

**Tableau. II. 30:** Valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8.5
moyenne	75
Moyenne à faible	350
Faible	1400
Imperméable	3200

$$T_s = 211.22 \text{ t}/Km^2/an$$

### ❖ Formule de Gravelovic :

Cette formule dépend de plusieurs paramètres et elle est très recommandée en Algérie.

$$T_s = 3.141664 \times P_a \times \left[ \left( \frac{T_a}{10} \right)^{0.5} + 0.1 \right] \times Z^{3/2} \times \frac{P^{0.5} \times H_{moy}}{(L+10) \times 0.2} \dots\dots\dots (II.51)$$

$T_s$  : Taux de transport solide en  $t/Km^2/an$  ;

$P_a$  : Pluie moyenne annuelle en mm, ( $P_a = 379 \text{ mm}$  )

$T_a$  : Température moyenne du Bassin versant,  $T_a = 14.9^\circ C$  ;

$Z$  : d'érodibilité (elle varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas  $Z = 0.50$ .

$P$  : Périmètre du bassin versant en Km, ( $P = 22.76 \text{ km}$  ) ;

$L$  : longueur du thalweg principale en km, ( $L = 9.11 \text{ km}$  ) ;

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant en m, ( $H_{moy} = 1238.75 \text{ m}$  ).

$$T_s = 859.65 \text{ t/Km}^2/an$$

Le résultat de calcul du transport solide est récapitulé dans le tableau II.31.

**Tableau. II. 31:** Récapitulation de l'apport solide

Formules	L'apport solide ( $t/km^2/an$ )
Fournier	214
Tixeront	211.22
Gravilovic	859.65

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Fournier sont relativement proches. Par contre, le résultat obtenu par la formule de Gravilovic est très majoré, il ne peut donc être représentatif. On conclue que l'apport solide est de :

$$T_s = 214 \text{ t/Km}^2/an$$

**II.6.2 Estimation du débit solide :**

Le débit solide est donné dans le tableau II.32 et calculé par la formule suivante :

$$Q_s = T_s \times S \dots\dots\dots (II.52)$$

$Q_s$  : débit solide en  $t/an$ .

$T_s$  : transport solide en  $t/Km^2/an$ .

$S$  : Surface du bassin versant en  $Km^2$  ;  $S = 24.34km^2$

**Tableau. II. 32:** Récapitulation du débit solide

Formules	Débit solide ( <i>t/an</i> )
Fournier	5208.76
Tixeront	5141.26

On conclue que le débit solide est de :  $Q_s = 5208.76 \text{ t/an}$

### II.6.3 Calcul du volume mort :

C'est le volume de terre déposé au fond de la retenue par les écoulements en surface du bassin versant, il représente le transport solide qui genèse l'envasement de la retenue à long terme ; ce phénomène est plus considérable dans les bassins versants peu boisés, dont lesquels le phénomène d'érosion est plus important. Sur la digue ce volume est repéré par la tranche d'eau située entre le niveau du lit de la retenue (NLR) et le niveau mort (NVM). Généralement, c'est à ce niveau (NVM) qu'on place l'évacuateur de fond pour évacuer les dépôts de vase.

Le volume mort dépend de la durée de vie de l'ouvrage. Dans le cas d'une retenue collinaire, il ne dépasse pas les 15ans.

Il existe plusieurs formules pour le calcul du volume mort :

#### ❖ Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T \times m}{\tau} \dots\dots\dots (II.53)$$

$E_s$  : Erosion spécifique en  $t/Km^2/an$  , ( $T_s = 214 \text{ t/Km}^2/an$ )

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, ( $T = 15 \text{ ans}$ )

$\tau$  : Poids spécifique des sédiments ( $\tau = 1,7 \text{ t/m}^3$ )

S : Surface du bassin versant, ( $S = 24.34 \text{ Km}^2$ )

m: pourcentage d'alluvions restant dans la cuvette,  $m = 1$ .

$$V_m = 45959.64 \text{ m}^3.$$

#### ❖ Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé par :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \times \frac{Q_s \times T}{\tau} \dots\dots\dots (II.54)$$

$Q_s$  : Le débit solide en  $t/an$ , ( $Q_s = 5208.76 \text{ t/an}$ )

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, ( $T = 15 \text{ ans}$ )

$\tau$  : Poids spécifique des sédiments ( $\tau = 1,7 \text{ t/m}^3$ )

$$V_m = 48257.63 \text{ m}^3.$$

Le résultat de calcul du volume mort est récapitulé dans le tableau II.33.

**Tableau. II. 33:** Récapitulation de calcul du volume mort

Formules	Volume mort m <sup>3</sup>
Liée à l'érosion spécifique	45959.64
Tixeront	48257.63

**Conclusion :**

D'après les résultats trouvés, on opte pour une valeur du volume mort égale à **48257.63 m<sup>3</sup>** pour un délai de service de la retenue de 15ans.

## II.7 Etude de la régularisation de la retenue :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue collinaire qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Hadjra, afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Dans la présente étude, les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- Les courbes caractéristiques de la retenue.
- La répartition mensuelle de l'apport (A80% Hm<sup>3</sup>).
- La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle des pertes par évaporations et infiltrations.

### II.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue :

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir du levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/1000.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II.55)$$

S<sub>i</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>

S<sub>i+1</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔV<sub>i</sub>: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m<sup>3</sup>

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le tableau (II. 34).

Les courbes de surface et de capacité de la retenue sont données dans les figures (II.14) et (II.15) respectivement.

**Tableau. II. 34:** Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue

Hauteur (m)	Cote (mNGA)	S (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	ΔH (m)	ΔV (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
0	903	564.75	1444.82	1	1444.82	1444.82
1	904	2324.89	3646.89	1	3646.89	5091.71
			6099.215	1	6099.215	11190.925
2	905	4968.89	8931.75	1	8931.75	20122.675
			10633.96	1	12873.04	32995.715
3	906	7229.54	18624.27	1	18624.27	51619.985
			15112.12	1	25388.755	77008.74
4	907	10633.96	32591.53	1	32591.53	109600.27
			22136.42	1	40654.71	150254.98
5	908	15112.12	48480.775	1	48480.775	198735.75
			28641.09	1	55618.89	254354.64
6	909	22136.42	61101.605	1	61101.605	315456.25
			36541.96	1	64674.575	380130.82
7	910	28641.09				
8	911	36541.96				
9	912	44767.46				
10	913	52194.09				
11	914	59043.69				
12	915	63159.52				
13	916	66189.63				



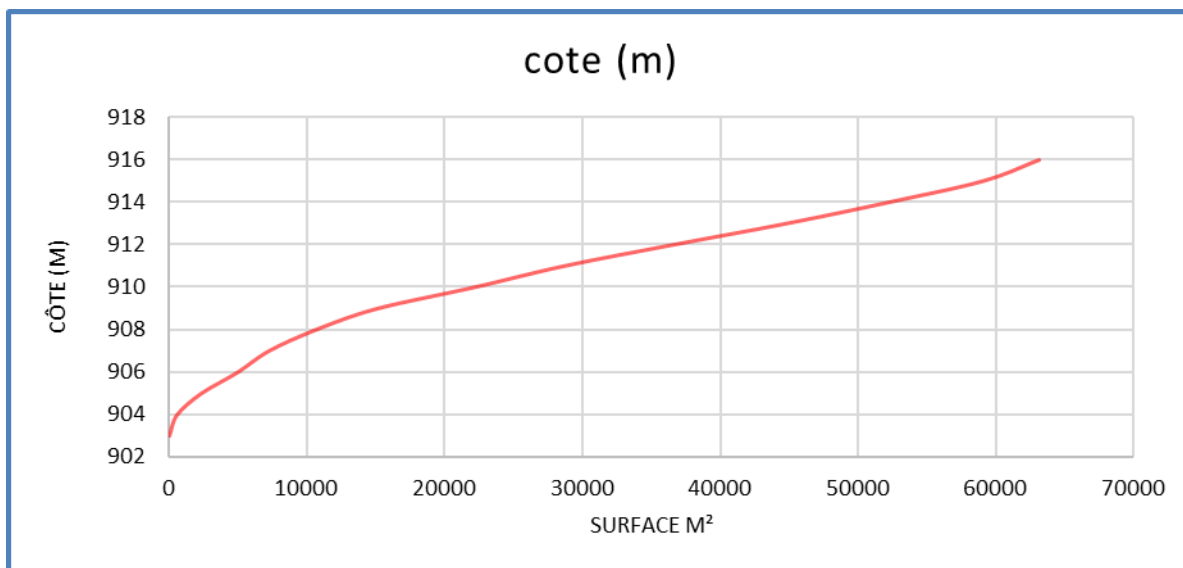


Figure II. 13 : Courbe surface-hauteur

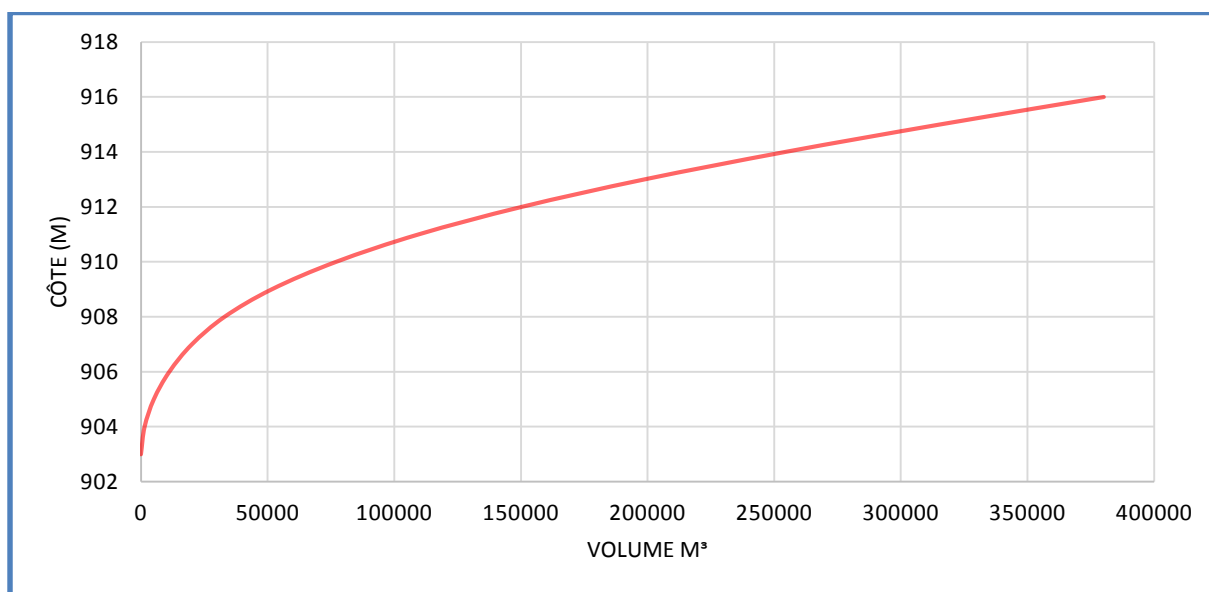


Figure II. 14 : Courbe capacité –hauteur

II.7.2 Répartition mensuel de l’apport 80% :

Tableau. II. 35 : Répartition mensuelle de l’apport liquide moyen annuel

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apports (Hm³)	0.083	0.093	0.13	0.122	0.12	0.13	0.105	0.11	0.07	0.027	0.011	0.016	1.02

## II.7.3 Répartition mensuel des besoins en eau :

Le volume d'eau mobilisé de la retenue collinaire d'oued Hadjra est destiné pour l'irrigation dont la garantie de restitution égale à  $P=80\%$ . La quantité d'eau stockée dans la retenue doit couvrir les besoins d'irrigation et aussi les quantités perdues par l'évaporation. Dans ce cas il faut déterminer la saison végétative qui est proportionnelle à l'évapotranspiration.

La surface des parcelles à irriguer est donnée par 40ha.

La répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation est donnée par :

**Tableau. II. 36 :** Répartition mensuel des consommations

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoins d'eau (m <sup>3</sup> )	0	0	119987	120900	118500	129080	110000	110900	101980	100970	0	0

Source : D.H.W Bouira

## II.7.4 Calcul du volume utile :

Il représente le volume d'eau dans la retenue réellement exploitable, à ce niveau correspond le niveau normal de la retenue (NNR). Le volume normal de la retenue est égal à la somme de volume utile, de volume mort et, les pertes (infiltration + évaporation).

La détermination du volume utile est effectuée par "la méthode du bilan d'eau". Cette méthode est basée sur l'assemblage des hydro-grammes de l'écoulement et de consommation sur un même graphique.

Différents types de régularisation sont utilisés pour calculer le volume de la réserve utile :

- La régularisation saisonnière : est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle : est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches.

Pour calculer le volume utile, il faut suivre les procédures suivantes :

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires « Vs » et des volumes déficitaires et « Vd ».
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile « Vu ».
- Détermination du volume à évacuer « S ».

Au type de fonctionnement de la retenue, s'ajoute les consignes d'exploitation qui sont :

- Première consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- Deuxième consigne :

Cette consigne consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond.

## II.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

### ❖ Les résultats de calcul du volume utile :

**Tableau. II. 37 :** Détermination du volume utile de la retenue

Mois	A80% (Hm³)	U80% (Hm³)	A-U Hm³	V Hm³
J	0.011	0	0.011	0.216533
A	0.016	0	0.016	
S	0.083	0	0.083	
O	0.093	0	0.093	
N	0.13	0.119987	0.010013	
D	0.122	0.120900	0.0011	
J	0.12	0.118500	0.0015	
F	0.13	0.129080	0.00092	
M	0.105	0.110000	-0.005	0.111850
A	0.11	0.110900	-0.0009	
M	0.07	0.101980	-0.031980	
J	0.027	0.100970	-0.073970	

$$\left. \begin{array}{l} V_s = 216533 \text{ m}^3 \\ V_d = 111850 \text{ m}^3 \end{array} \right\} \Rightarrow V_s > V_d \quad \Rightarrow V_u = V_d$$

La retenue fonctionne à un temps.

$$V_u = 111850 \text{ m}^3$$

Le niveau normal de la retenue NNR est :  $V_{NNR} = V_m + V_u$

$$V_m = 48257.63 \text{ m}^3$$

$$V_{NNR} = 160107.63 \text{ m}^3$$

### ❖ Calcul du volume de remplissage final :

Le volume de remplissage final est donné par la formule suivante :

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots(\text{II.56})$$

$V_{rf}$  : volume de remplissage final ;

$V_{ri}$  : volume de remplissage initial ;

A : apport annuel de  $P = 80\%$ . (A80%) ;

U : consommation de  $P = 80\%$  (besoins en eau d'irrigation). (U80%)

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes sont donnés dans l'annexe B04.

### II.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans une retenue sont deux sortes :

- Pertes par infiltration.
- Pertes par évaporation.

Les pertes totales sont : pertes évaporations + pertes infiltration.

#### ❖ Pertes par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est :

$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots\dots\dots(\text{II.57})$$

$V_{ep}$  : volume d'eau évaporé ( $Hm^3$ )

$E_s$  : Evaporation mensuelle (mm).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen ( $Km^2$ ).

$$(V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2}).$$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

#### ❖ Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(\text{II.58})$$

$V_{inf}$ : Volume dû à l'infiltration en  $Hm^3$

$\delta$  : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette. Dans notre cas, le sol est à forte perméabilité :  $\delta = 2$

$V_{moy}$  : Volume moyen en  $Hm^3$

Les résultats des calculs des pertes sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 38 :** Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (mm)	V <sub>ep</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>inf</sub> (m <sup>3</sup> )	Pertes totales (m <sup>3</sup> )
J	29628.82	10000	221	2.21	592.58	594.79
A	67257.63	19000	198	3.762	1345.15	1348.92
S	116757.63	30000	122	3.66	2335.15	2338.81
O	204757.63	45000	80	3.6	4095.15	4098.75
N	210688.82	46000	46	2.116	4213.78	4215.89
D	165663.82	40000	28	1.12	3313.28	3314.396
J	161407.63	39000	26	1.014	3228.15	3229.17
F	161317.63	38000	40	1.52	3226.35	3227.87
M	158067.63	37000	64	2.368	3161.35	3163.72
A	154657.63	36000	100	3.6	3093.15	3096.75
M	138217.63	33000	133	4.389	2764.35	2768.74
J	85242.63	24000	172	4.128	1704.85	1708.98

❖ **Les résultats de calcul du volume utile :**

**Tableau. II. 39 :** Détermination du volume utile de la retenue

Mois	A80% (Hm <sup>3</sup> )	U80% (Hm <sup>3</sup> )	Les pertes (Hm <sup>3</sup> )	A-(U+P) (Hm <sup>3</sup> )	V (Hm <sup>3</sup> )
J	11000	0	2802.576	8197.42	185083.2
A	16000	0	5107.153	10892.8	
S	83000	0	5995.153	77004.8	
O	93000	0	7695.153	85304.8	
N	130000	119987	6329.776	3683.22	
D	122000	120900	4433.276	-3333.28	
J	120000	118500	4242.153	-2742.15	
F	130000	129080	4746.353	-3826.35	

Mois	A80% (Hm <sup>3</sup> )	U80% (Hm <sup>3</sup> )	Les pertes (Hm <sup>3</sup> )	A-(U+P) Hm <sup>3</sup>	V (Hm <sup>3</sup> )
M	105000	110000	5529.353	-10529.4	146960.494
A	110000	110900	6693.153	-7593.15	
M	70000	101980	7153.353	-39133.4	
J	27000	100970	5832.853	-79802.9	

$$\left. \begin{aligned} V'_s &= 185083.2 \text{ m}^3 \\ V'_d &= 146960.5 \text{ m}^3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow V'_s > V'_d \Rightarrow V'_u = V'_d$$

La retenue fonctionne à un temps.

$$V'_u = 146960.5 \text{ m}^3$$

Le niveau normal de la retenue NNR est :  $V_{NNR} = V_m + V_u$

$$V_m = 48257.63 \text{ m}^3$$

$$V_{NNR} = 195218.124 \text{ m}^3 \Rightarrow NNR = 912.8 \text{ m}$$

### ❖ Calcul du volume de remplissage final :

Le volume de remplissage final est donné par la formule suivante :

$$V_{rf} = V_{ri} + A - (U + P) \dots\dots\dots (II.59)$$

$V_{rf}$  : volume de remplissage final ;

$V_{ri}$  : volume de remplissage initial ;

A : apport annuel de  $P = 80\%$ . (A80%) ;

U : consommation de  $P = 80\%$  (besoins en eau d'irrigation). (U80%)

P : pertes totales (pertes évaporations + pertes infiltration)

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes sont donnés dans l'annexe B05.

### ❖ Estimation de l'erreur :

Après avoir calculé  $V_u$  et  $V'_u$ , il faut vérifier l'erreur relative E donnée par la formule suivante :

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (II.60)$$

$V_u$  : volume utile sans tenir compte des pertes ;

$V'_u$  : volume utile en tenant compte des pertes.

Cette erreur relative ne pas dépasser 5% ( $E < 5\%$ ).

Si  $E$  est supérieure à 5%, il faut faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à stabilisation de ces pertes.

Dans notre cas  $E = 31\%$  , la condition n'est pas vérifiée. Donc on doit faire des approximations.

Dans la deuxième approximation, le  $V_{ri}$  de la première approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen. On doit refaire les calculs comme pour la première approximation jusqu'à obtenir  $E < 5\%$ .

❖ **Calcul du volume utile pour la deuxième approximation :**

Les résultats des calculs des pertes pour la deuxième approximation sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 40 :** Les volumes des pertes dans la retenue pour la deuxième approximation

Mois	$V_{moy}$ ( $m^3$ )	$S_{moy}$ ( $m^2$ )	$E_s$ (mm)	$V_{ep}$ ( $m^3$ )	$V_{inf}$ ( $m^3$ )	Pertes totales ( $m^3$ )
J	28227.53	9000	221	1989	564.551	2553.551
A	61901.48	16000	198	3168	1238.03	4406.03
S	105850.33	27000	122	3294	2117.01	5411.007
O	187005.17	42050	80	3364	3740.1	7104.103
N	214279.47	46000	46	2116	4285.59	6401.589
D	195393.10	44000	28	1232	3907.86	5139.862
J	190513.77	43000	26	1118	3810.28	4928.275
F	187229.92	42500	40	1700	3744.6	5444.598
M	180051.67	41000	64	2624	3601.03	6225.033
A	170990.41	40000	100	4000	3419.81	7419.808
M	147627.16	33000	133	4389	2952.54	7341.543
J	88159.06	22000	172	3784	1763.18	5547.181

**Tableau. II. 41 :** Détermination du volume utile de la retenue

Mois	A80% (Hm³)	U80% (Hm³)	Les pertes (Hm³)	A-(U+P) Hm³	V Hm³
J	11000	0	2553.551	8446.45	187136.76
A	16000	0	4406.03	11594	
S	83000	0	5411.007	77589	
O	93000	0	7104.103	85895.9	
N	130000	119987	6401.589	3611.41	
D	122000	120900	5139.862	-4039.86	150376.3
J	120000	118500	4928.275	-3428.27	
F	130000	129080	5444.598	-4524.6	
M	105000	110000	6225.033	-11225	
A	110000	110900	7419.808	-8319.81	
M	70000	101980	7341.543	-39321.5	
J	27000	100970	5547.181	-79517.2	

$$V''_s = 187136.76 \text{ m}^3 \qquad V''_s > V''_d \qquad V''_u = V''_d$$

$$V''_d = 150376.3 \text{ m}^3$$

La retenue fonctionne à un temps.

$$V''_u = 150376.3 \text{ m}^3$$

Le niveau normal de la retenue NNR est :  $V_{NNR} = V_m + V_u$

$$V_m = 48257.63 \text{ m}^3$$

$$V_{NNR} = 198633.93 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad NNR = 913 \text{ m}$$

❖ **Estimation de l'erreur :**

L'erreur relative est donnée par :

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (II.61)$$

$V_u$  : volume utile de la première approximation ;

$V'_u$  : volume utile de la deuxième approximation

$$E = 0.023 = 2.3\% < 5\% .$$



La condition est vérifiée.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la deuxième approximation sont donnés dans l'annexe B06.

Les résultats des volumes sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau. II. 42 :** Récapitulatif des résultats de calcul

Désignation	Quantité
Volume mort $V_m$	48257.63 m <sup>3</sup>
Volume utile $V_u$	150376.24 m <sup>3</sup>
Volume total $V_{NNR}$	198633.87 m <sup>3</sup>
Cote $V_m$	908.5 m
Cote de NNR	913 m

## II.8 Etude des crues :

Une crue est une montée, en général brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum dont il redescend en général plus lentement.

Les phénomènes hydrologiques extrêmes : crues, fortes précipitations, peuvent avoir des conséquences dommageables sur les structures hydrauliques. Pour limiter ces risques, les aménagements hydrotechniques, tels que les barrages, retenus collinaires doivent être prémunis principalement contre ces phénomènes. Les ingénieurs et concepteurs de barrage doivent dimensionner ces ouvrages de sorte à supporter des crues exceptionnelles.

La prévision d'une crue est une question importante à laquelle on doit accorder une attention soutenue et continue pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi la protection des zones avale contre les inondations causées par les hautes crues.

L'étude hydrologique des crues a pour but de déterminer les caractéristiques principales de la crue qui sont :

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximum.

Ces caractéristiques sont représentées par un hydro-gramme de crue pour certaines périodes de retour.

En Algérie, l'estimation des quantiles de débits de pointe dans les bassins versants non jaugés constitue un handicap rencontré par les ingénieurs chargés d'aménagement hydraulique et du dimensionnement des ouvrages techniques. Ce problème est lié à l'absence de mesures de débit maximum dans des bassins non jaugés qui nécessite beaucoup de temps

et de moyens et à l'insuffisance des longueurs des séries de débits mesurés pour des bassins équipés de station hydrométriques. Pour remédier à ce problème, le recours à la modélisation et à l'utilisation des formules empiriques peut aider dans la prise de décision et le calcul.

Il existe différents modèles de calcul de débit de pointe dans les bassins versants non jaugés.

## II.8.1 Modèles empiriques :

Les modèles empiriques visent à mettre en relation des variables d'entrée comme la pluie, des paramètres physiques comme le coefficient le ruissellement, la superficie... Ces modèles sont très faciles à mettre en œuvre, car les paramètres requis sont souvent disponibles mais l'incertitude associée aux résultats est très importante. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules avant de conclure sur le débit de projet.

Les formules utilisées en Algérie sont : Maillet-Gauthier, Turazza, Sokolovosky, Giordotti, Taibi-ARNH (Meddi et Zeroual, 2018).

### II.8.1.1 Formule de Maillet-Gauthier :

La formule de Maillet et Gauthier est destinée à l'estimation d'une crue de période de retour T :

$$Q_{\max \%} = 2k \log(1 + AP) \frac{S}{\sqrt{L_p}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (II.62)$$

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

S: Superficie du bassin versant en  $Km^2$ . ( $S = 24.34 km^2$ )

$L_p$  : Longueur du talweg principal en Km. ( $L_p = 9.11 Km$ )

A : Coefficient régional pris égal à 20.

K : Constante comprise entre 1-3.

P : Précipitation moyenne interannuelle en m. ( $P_{moy} = 0.379 m$ )

T : Période de retour en années.

**Tableau. II. 43** : Débits maximums par Mallet –Gauthier

T(ans)	5	10	50	100	200	500
$Q_{\max \%}(m^3/s)$	46.74	57.24	76.23	82.08	89.41	97.15

### II.8.1.2 Formule de Turazza :

Cette formule est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations, car elle fait appel, également, au temps de concentration ( $t_c$ ) du bassin. Cette formule est bien adaptée pour les cas d'études sur les petits bassins. La notion de la fréquence (période de retour) du débit de crue apparaît implicitement dans cette formule. Elle peut s'exprimer par :

$$Q_{\max \%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6} \dots\dots\dots (II.63)$$

S : superficie du bassin versant en  $Km^2$ . ( $S = 24.34 km^2$ )

$I_t$  : intensité moyenne maximale de la précipitation pendant une durée égale au temps de concentration en (mm/h).

$C$  : coefficient de ruissellement de la crue. Il est donné par :

$$C = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}).$$

$P$  : Précipitation moyenne interannuelle en m. ( $P_{moy} = 379 \text{ mm}$ )

$$C = 0.6$$

**Tableau. II. 44** : Débits maximums par Turazza pour différentes périodes de retour

T(ans)	5	10	50	100	200
$I_t$	12.33	14.46	19.14	21.14	23.16
$Q_{max}(m^3/s)$	50.02	58.66	77.64	85.76	93.95

### II.8.1.3 Formule de Sokolovsky :

Selon Sokolovsky (1958-1968), la crue est considérée comme un débit maximal généré par une pluie de courte durée correspondant au temps de concentration. La formule est donnée par :

$$Q_{max P\%} = \frac{0.28(P_{ct} - H_0)\alpha \times F \times S}{T_c} \dots\dots\dots (II.64)$$

$Q_{max \%}$  : Débit maximum de crue en  $m^3/s$  de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

$S$  : Superficie du bassin en  $Km^2$ .

$T_c$  : Temps de concentration en h.

$P_{ct}$  : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

$H_0$  : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie  $H_0 = 7 \text{ mm}$ .

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. Il est donné par :

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

$X_p$  : Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

$F$  : Coefficient de forme de la crue :  $F = \frac{12}{4+3\gamma}$ . Les valeurs de  $\gamma$  sont données dans le tableau suivant

**Tableau. II. 45 :** Valeur de  $\gamma$  en fonction des caractéristiques des bassins versants.

Surface de B.V compris entre 1 et 50 Km <sup>2</sup>	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

Dans notre cas la superficie de bassin versant égale à 24.34 km<sup>2</sup> donc  $\gamma = 2$

$$F = 1.2$$

**Tableau. II. 46 :** Débits maximums par Sokolovsky pour différentes périodes de retour

T(ans)	5	10	50	100	200
$\alpha_p$ (%)	0.24	0.27	0.34	0.36	0.38
P <sub>ct</sub> (mm)	18.25	21.40	28.33	31.28	34.28
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	14.92	21.48	40.07	48.30	57.28

### II.8.1.4 Méthode fréquentielle de l'ANRH (Taibi) :

Elle a été établie par Taibi R. (ANRH) pour les cours d'eau d'Algérie. Cette méthode est donnée par la relation suivante :

$$Q_{pt} = e^{0.95u} Q_p \dots\dots\dots (II.65)$$

Q<sub>pt</sub> : Débit de pointe fréquentiel en m<sup>3</sup>/s.

$\mu$ : Variable réduite de Gauss.

Q<sub>p</sub> : Débit de pointe annuel en m<sup>3</sup>/s. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_p = 0.000781 \times S^{0.688} \times P^{1.275}$$

P : Pluie moyenne annuelle reçue par le bassin versant en mm. (P = 379 mm)

S : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>. (S = 24.34 km<sup>2</sup>)

$$Q_p = 13.62 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Tableau. II. 47:** Débits de point pour différentes périodes de retour

T (ans)	5	10	50	100	200
Fréquence(%)	20	10	2	1	0.5
$\mu$	0.84	1.28	2.05	2.32	2.57
Q <sub>pt</sub>	30.25	45.95	95.49	123.41	156.50

Le tableau suivant récapitule tous les résultats de calcul de débit de pointe obtenus par les formules empiriques.

**Tableau. II. 48 :** Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes

formules	Q <sub>pt</sub> (m <sup>3</sup> /s)				
	5 ans	10 ans	50 ans	100 ans	200 ans
<b>Mallet –Gauthier</b>	46.74	57.24	76.23	82.08	89.41
<b>Turazza</b>	50.02	58.66	77.64	85.76	93.95
<b>Sokolovsky</b>	14.92	21.48	40.07	48.30	57.28
<b>ANRH</b>	30.25	45.95	95.49	123.41	156.50
<b>Moyenne</b>	35.48	45.83	72.36	84.89	99.28

## II.8.2 Modèles conceptuels :

Les modèles conceptuels reposent sur une simplification de la complexité du cycle de l'eau. Il y a autant de modèles conceptuels que de simplifications des processus du cycle de l'eau. Une des approches classiques consiste à représenter le cycle de l'eau au sein d'un bassin versant par une interconnexion de réservoirs qui représente de façon distribuée ou non la relation pluie-débit. Ils sont les plus utilisés puisqu'ils ont l'avantage de représenter les processus physiques internes aux bassins versants à l'événement ou en continu de façon plus réaliste que les modèles empiriques.

Les principales fonctions de transfert utilisées sont la fonction de transfert du SCS-CN (Soil Conservation service, Curve-Number), les hydro-grammes unitaires et les isochrones.

### II.8.2.1 La méthode du Soil Conservative Service - Curve Number :

La méthode du SCS-CN est utilisée pour estimer le volume de ruissellement à l'exutoire d'un bassin versant non jaugé. Ainsi, la construction d'averses nécessaire pour la prévision des débits de projets des ouvrages hydrauliques.

Il s'agit d'une transformation de la pluie brute (précipitée) en pluie nette (ruisselée) et la construction des hydro-grammes de type « hydro-gramme unitaire SCS ». Cette méthode permet dans un premier temps le calcul du volume d'eau ruisselé, via le coefficient CN (Curve Number), et dans un second temps la construction d'un hydro-gramme unitaire.

La méthode SCS-CN relie la pluie nette participante au ruissellement à trois facteurs fondamentaux : l'occupation du sol, la géologie du sol et l'humidité antécédente.

Le concept essentiel du modèle est de résumer les propriétés hydrodynamiques de la couverture du sol à l'aide de courbe auxquelles sont attribués des numéros selon le sol. Ces

courbes sont dites courbes numérotées CN ( Curve Number). Le CN est aussi décrit comme étant un coefficient d'aptitude au ruissellement.

### II.8.2.1.1 La fonction de production de la méthode SCS-CN :

L'hypothèse principale de cette méthode est que le rapport de la perte cumulée instantanée  $F$ , à la perte maximale potentielle  $S$ , est égale au rapport du ruissellement  $Q$  à la pluie  $P$  moins la perte initiale  $I_a$ .

La relation se met sous la forme mathématique suivante :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{p-I_a} = \frac{P-I_a-Q}{S} \dots\dots\dots(\text{II.66})$$

L'équation principale du modèle SCS pour estimer le ruissellement est donnée par (Musy et al, 1998, McCuen, 2004) :

$$Q = \frac{(P-I_a)^2}{P-I_a-S} \dots\dots\dots(\text{II.67})$$

- Q : lame d'eau ruisselée ou pluie nette en mm.
- P : lame d'eau précipitée ou pluie brute en mm.
- $I_a$  : perte initiale en mm.
- S : capacité maximale d'infiltration en mm.

Le paramètre  $I_a$  correspond à la perte en eau initiale via les phénomènes d'interception, d'infiltration et de stockage de surface (micro-dépression). Celui-ci est obtenu directement à partir de l'absorption potentielle et d'un paramètre empirique  $\alpha$  ajusté par défaut à 0.2 (SCS, 1972).

$$I_a = 0.2 \times S \dots\dots\dots(\text{II.68})$$

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots(\text{II.69})$$

$$CN = \frac{25400}{S+254} \dots\dots\dots(\text{II.70})$$

CN : coefficient d'aptitude au ruissellement (sans dimension). Il dépend de la nature du sol, de son couvert végétal et des conditions antérieures d'humidité.

Ce dernier varie entre 0 et 100. Plus le Curve Number est élevé, plus le ruissellement est important.

#### ◆ Classes de sol :

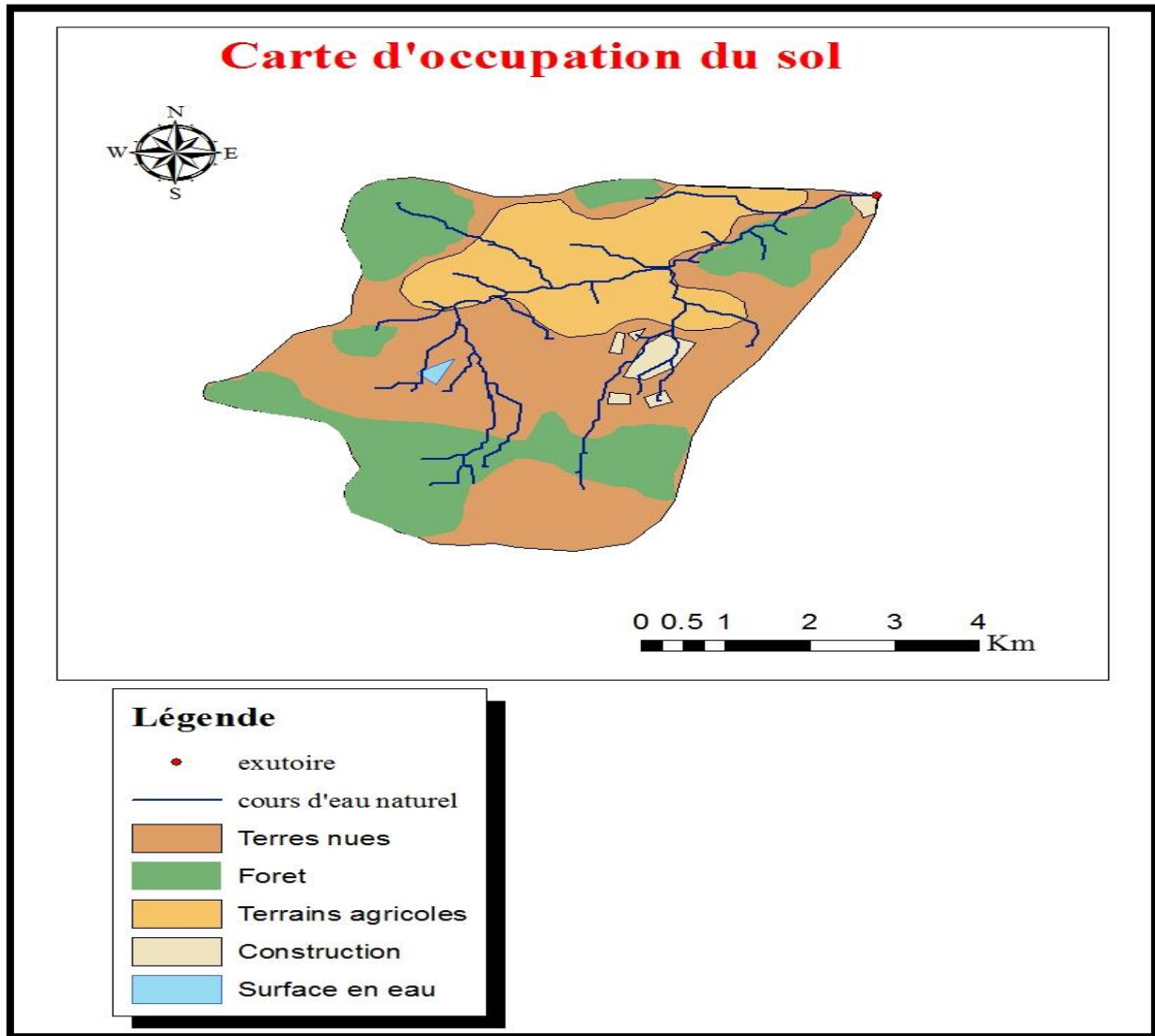
La nature du sol s'exprime en fonction d'un classement en 4 catégories d'après son aptitude à l'infiltration :

- Sols de type A : infiltration élevée, sols profonds composés de sables ou graviers.
- Sols de type B : infiltration moyenne, sols moins profonds moyennement chargés en argiles
- Sols de type C : infiltration faible, sols peu profonds moyennement argileux.

- Sols de type D : infiltration très faible, sols argileux ou très argileux.
- ◆ **Condition hydrologique :**
  - Pauvre : faible couvert végétal et conditions limitant l'infiltration.
  - Bonne : Bon couvert végétal et conditions favorisant l'infiltration.

Dans notre cas il s'agit d'un sol argileux et de faible couvert végétal. Le paramètre CN est directement déterminé à partir des tableaux donnés en Annexe B07.

La figure (II.16) représente la carte d'occupation du sol d'oued Hadjra et le tableau (II.49) récapitule les valeurs de CN correspondant à chaque type de surface.



**Figure II. 15 :** Carte d'occupation du sol du bassin versant d'oued Hadjra obtenue avec le logiciel Arc gis

**Tableau. II. 49:** Catégories d’occupation du sol et valeurs de CN.( McCuen,2004)

Catégorie	Valeur de CN
Terres nues	85
Forêt	86
construction	87
Terrains agricoles	88

Le calcul de CN est donné le tableau suivant :

**Tableau. II. 50 :** Calcul de la valeur de CN

%Catégorie	Surface (km <sup>2</sup> )	Valeur de CN
Terres nues (52.4%)	12.75	85
Forêt (25.7%)	6.25	86
Construction (1.6%)	0.4	87
Terrains agricoles (20.6%)	5.01	88

Le CN est donné par la formule suivante :

$$CN = \frac{\sum(CN_i S_i)}{S_T} \dots\dots\dots(II.71)$$

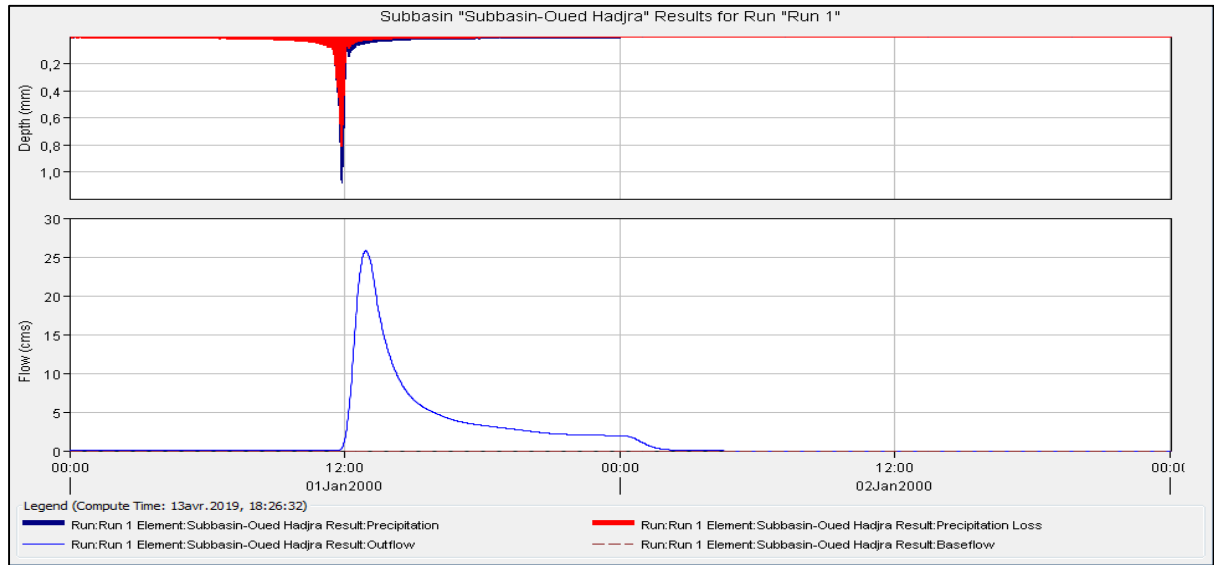
$$CN = 84$$

**II.8.2.1.2 Simulation de modèle SCS-CN par logiciel HEC-HMS :**

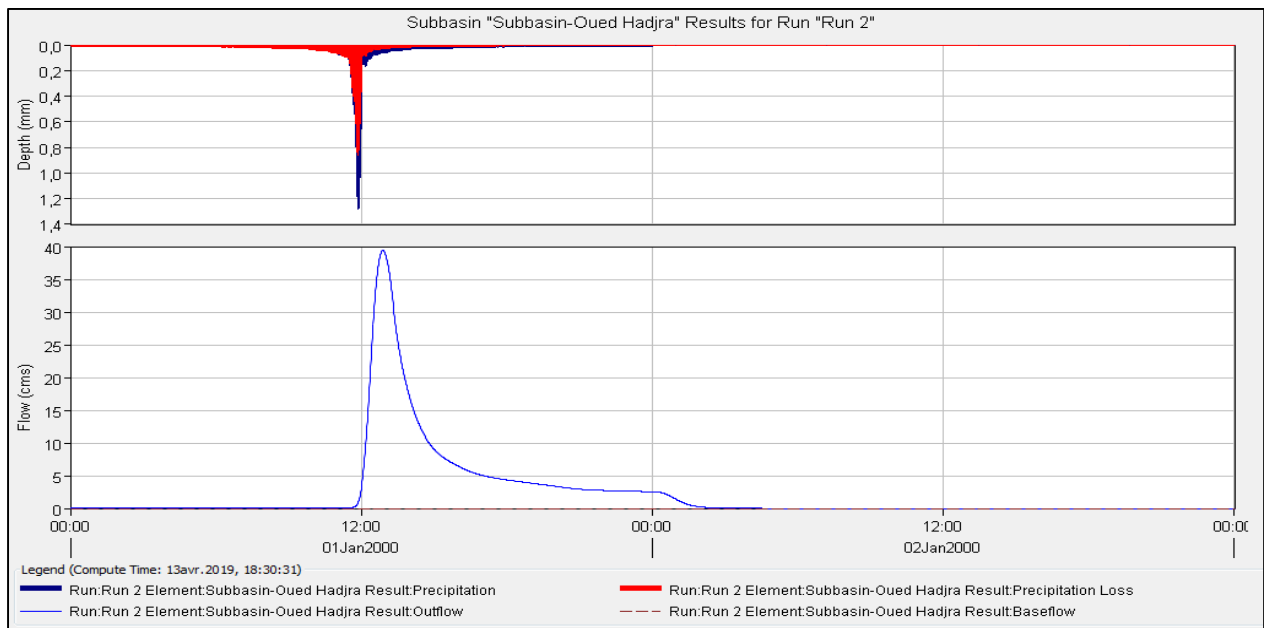
HEC-HMS est une plate-forme de modélisation, il permet de simuler les processus pluie-débit, depuis les précipitations brutes jusqu’au débit total de ruissellement à un temps donné et à un point donné du bassin étudié.

Les hydro-grammes obtenus par la méthode de SCS pour différentes périodes de retours sont représentés dans les figures suivantes.

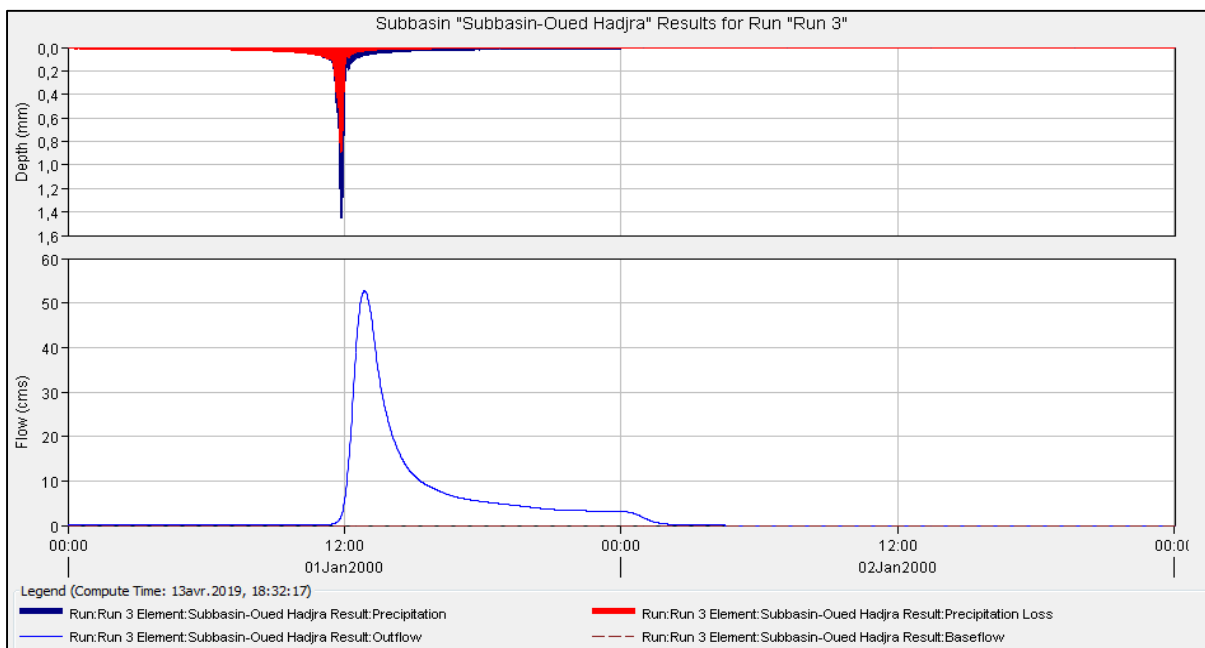




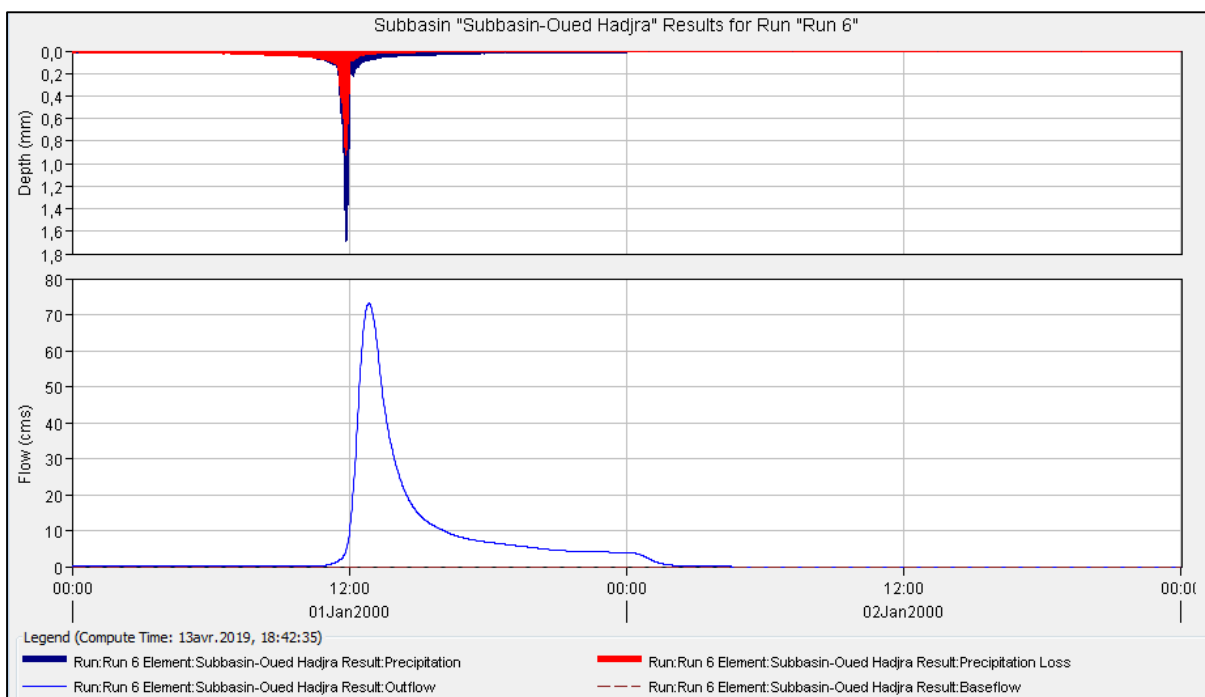
**Figure II. 16 :** Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 5 ans par la méthode SCS-CN



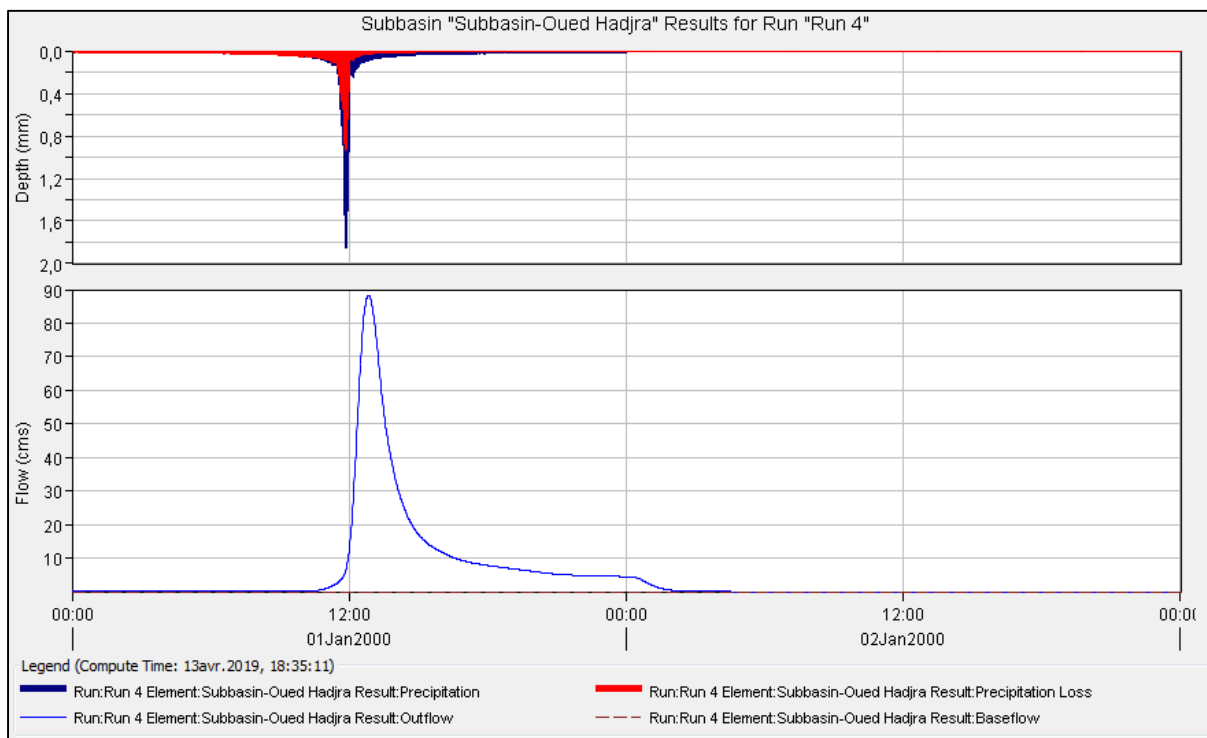
**Figure II. 17 :** Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 10 ans par la méthode SCS-CN



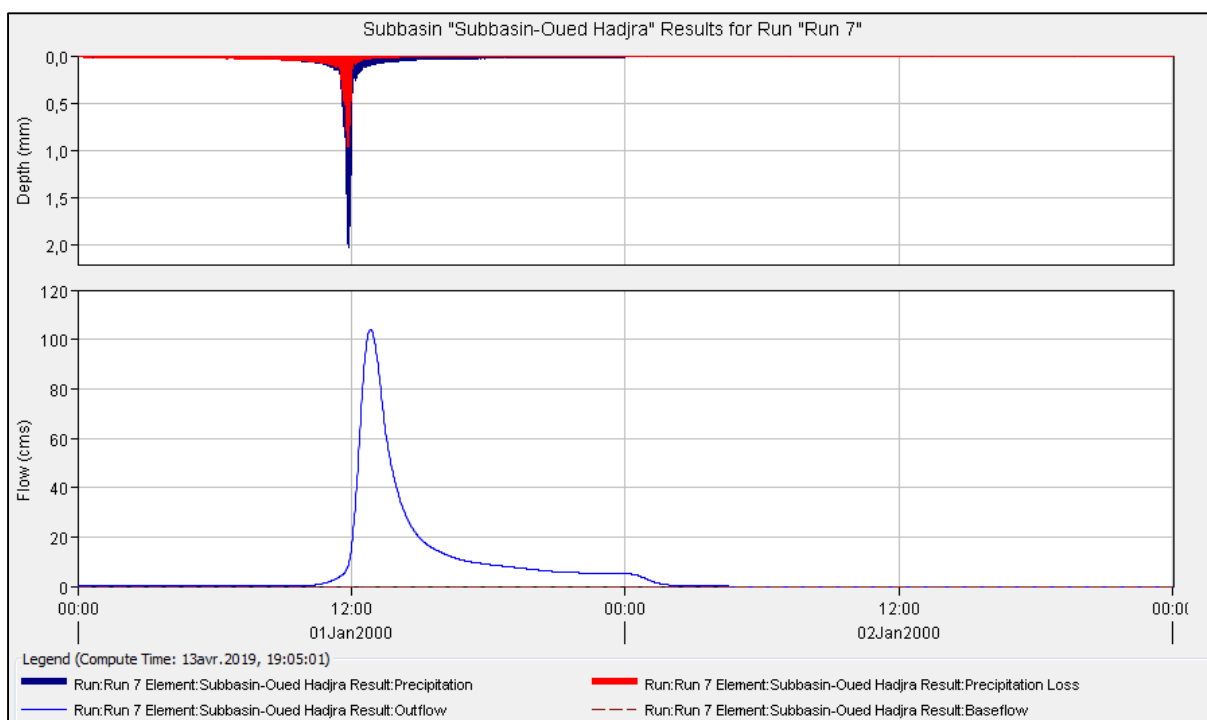
**Figure II. 18 :** Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 20 ans par la méthode SCS-CN



**Figure II. 19 :** Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 50 ans par la méthode SCS-CN



**Figure II. 20 :** Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 100 ans par la méthode SCS-CN



**Figure II. 21 :** Hydro-gramme de crue pour une période de retour de 200 ans par la méthode SCS-CN

**Tableau. II. 51:** Débit de crue obtenu par la méthode SCS-CN

T (ans)	5	10	20	50	100	200
Q (m <sup>3</sup> /s)	25.8	39.5	52.7	73.2	88.3	104
V (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>3</sup>	263	377.3	486.5	654.4	778.6	907.3

### II.8.3 Modèle probabiliste Gradex :

La méthode du Gradex est considérée comme étant une approche hydro-pluviométrique probabiliste inhérente au calcul des débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). (Meddi et Zeroual, 2018)

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km<sup>2</sup> (jusqu'à 5000 km<sup>2</sup>), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés.

#### II.8.3.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode, qui s'appuie sur les observations climatologiques historiques, est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes (Meddi, Zeroual, 2018). En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues du période de retour décennal.

La méthode du Gradex fournit un support de calcul cohérent et vraisemblable en s'appuyant sur une approche fréquentielle des précipitations intenses pour déterminer un paramètre fondamental qui est invariant climatologique local nommé par le Gradex.

#### II.8.3.2 Hypothèses de la méthode :

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) :

##### ◆ Hypothèse 01 :

La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

◆ **Hypothèse 02 :**

Le déficit d'écoulement n'augmente plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie, c'est-à-dire qu'il ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalant au point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot qui est fixé à une période de retour entre 10 et 50 ans.

◆ **Hypothèse 03 :**

Quelle que soit la fréquence ou la durée de retour, le débit de pointe de crue peut être calculé à partir du volume écoulé en utilisant un coefficient d'affinité qui est estimé à partir des hydro-grammes de crues enregistrés sur le bassin versant.

**II.8.3.3 Procédé de calcul de la méthode :**

Les étapes de calcul sont citées comme suit :

1- Choisir le pas de temps  $n$  heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydro-grammes de crues disponibles).

Dans notre cas :  $n = 4.4 h$ .

2- Ajuster les pluies maximales journalières par la loi de Gumbel pour calculer le Gradex des précipitations «  $a$  » (pente de la droite de Gumbel).

$$P(mm) = a\mu + b \dots\dots\dots(II.72)$$

$\mu$  : variable réduite de Gumbel.

Les paramètres  $a$  et  $b$  sont déterminés par la méthode des moments et ils sont exprimés en fonction de la moyenne et de l'espérance de la série de donnée.

$$\bar{x} = a + b\gamma \dots\dots\dots(II.73)$$

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} b^2 \dots\dots\dots(II.74)$$

$\bar{x}$ : Moyenne de la série.

$\sigma$  : écart-type de la série

$\gamma$ : Constante d'Euler égale à 0.5772.

Les paramètres  $a$  et  $b$  peuvent être déduits par les expressions suivantes :

$$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma \dots\dots\dots(II.75)$$

$$a = \bar{x} - b\gamma \dots\dots\dots(II.76)$$

Les résultats de calcul sont représentés comme suit :

- Les résultats d'ajustement des pluies maximales journalières sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau. II. 52:** Ajustement des pluies maximales journalières

Moyenne	34.9
Ecart-type	13.2
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'a'	29
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'b' (pente)	10.3

L'équation (II.72) devient :

$$P(mm) = 10.3 \mu + 29 \dots\dots\dots(II.77)$$

3- Ajuster la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Puis, exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule suivante :

$$R(mm) = \frac{Q(m^3/s) \times 3.6 \times n}{S} \dots\dots\dots(II.78)$$

Pour notre cas, le bassin versant est non jaugé.

Il existe dans le bassin voisin une station hydrométrique TILES DIT 1 (la plus proche à notre bassin). Ce bassin versant est faiblement jaugé car la longueur des séries de débits mesurés est insuffisante donc on peut déterminer que le débit décennal de cette station à partir de l'ajustement de la série des débits maximums à la loi de Gumbel. Ensuite on déduit le débit décennal pour notre bassin par l'application de la relation d'analogie qui est donnée par :

$$\frac{Q_{site}}{S_{site}} = \frac{Q_{donné}}{S_{donnée}} \dots\dots\dots(II.79)$$

$Q_{site}$  : débit de notre bassin en  $m^3/s$

$S_{site}$  : surface de notre bassin en  $km^2$

$Q_{donné}$  : débit du bassin voisin en  $m^3/s$

$S_{donnée}$  : surface du bassin voisin en  $km^2$

Les données de cette station hydrométrique sont obtenues par l'ANRH Alger et l'ajustement à la loi de Gumbel se fait par logiciel Hyfran. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 53 :** Résultats des débits décennaux

	Bassin voisin	Notre bassin
Surface ( $km^2$ )	588.5	24.34
Débit décennal $m^3/s$	434	17.95

$R = 11.7 \text{ mm}$

4- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de  $F=0.9 \text{ ans}^{-1}$  ( $T=10 \text{ ans}$ ) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie

$Q_{\mu\%}(mm) = a\mu + b'$  .....(II.80)

$a$  : le Gradex de la pluie

$\mu$  : variable réduite de Gumbel donnée par :  $\mu = -\ln(-\ln(F))$

$F$  : fréquence donnée par :  $F = 1 - \frac{1}{T}$

Pour :  $T = 10 \text{ ans} \implies F = 0.9 \text{ ans}^{-1} \implies \mu = 2.25$

$b' = Q_{10\text{ans}} - a\mu$

$b' = -11.5$

$Q_{\text{periode de retour}}(mm) = 10.3 \mu - 11.5$

5- Tracer la droite de l'équation ci-dessous sur même graphe que l'ajustement des  $P_{j\text{max}}$ .

$Q_{\mu\%} = a\mu + b'$  .....(II.81)

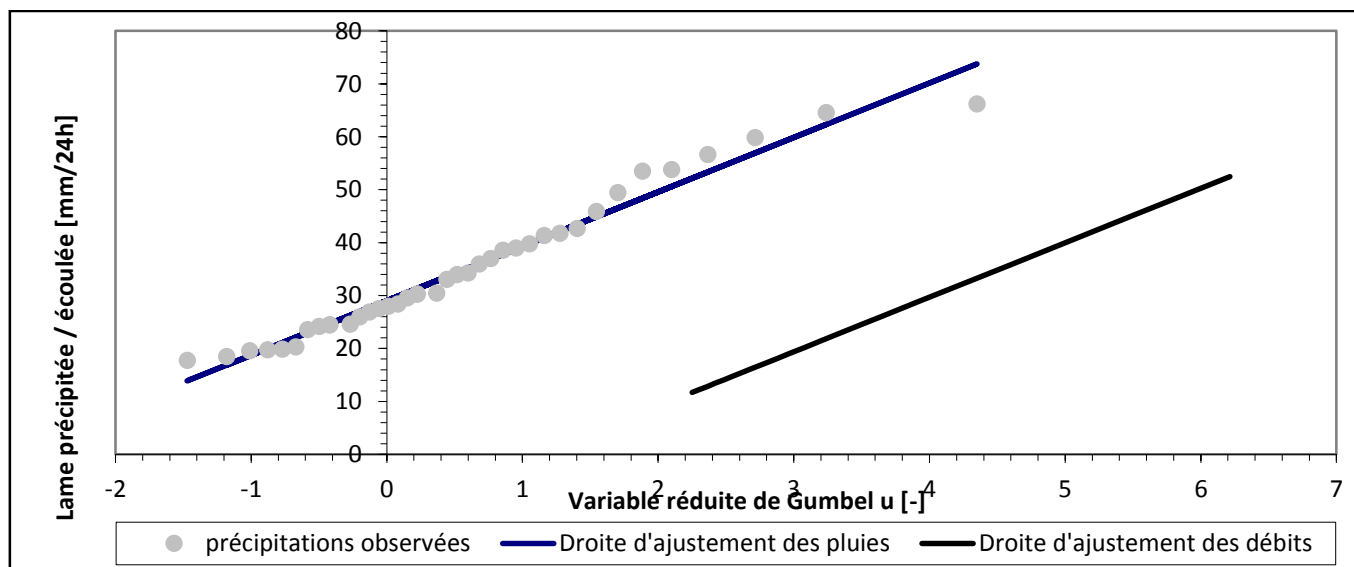
Tirer les  $Q$  pour la période de retour cherchée (en mm). Puis, exprimer ces  $Q$  (mm) en  $m^3/s$  par la formule suivante :

$Q(m^3/s) = \frac{Q(mm) \times S(km^2)}{3.6 \times n(h)}$  .....(II.82)

Pour une période de retour égale à 100ans,  $\mu = 4.6$

$Q_{100\text{ans}}(mm) = 10.3 (4.6) - 11.5 = 35.9 \text{ mm}$

$Q = 55.14 \text{ m}^3/s$



**Figure II. 22 :** Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits pour notre cas

6- Calculer le débit de pointe en multipliant le débit calculé précédemment en ( $m^3/s$ ) par le coefficient de point P égal au rapport entre le débit de pointe et le débit moyen.

$$P = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}}$$

$$Q_p(m^3/s) = Q(m^3/s) \times P$$

$$Q_p = 88.23 \text{ m}^3/s$$

Le débit de point obtenu par la méthode de Gradex pour une période de retour de 100ans est de 88.23  $m^3/s$ .

### II.8.4 Méthode fréquentielle de MEDDI 2017 :

Elle a été établie par MEDDI et al (2017) pour les cours d'eau de l'Algérie du Nord. Elle est basée sur la détermination des zones homogènes en utilisant la méthode des L-Moments. Le modèle fréquentiel le plus adéquat a été sélectionné pour calculer les quantiles des débits de crues dans les différentes régions.

La base de données regroupée en trois régions analogues en termes climatiques et géomorphologiques par le biais de l'Analyse en Composantes Principales comme indiqué dans la figure (II.24). Pour chacun région, un modèle d'estimation des débits fréquentiels à différentes périodes de retour a été mis au point. L'estimation des quantiles avec une probabilité au non dépassement F, pour chaque site, peut être obtenue par l'expression suivante :

$$Q_i(F) = \widehat{\mu}_i q(F) \dots\dots\dots(II.83)$$

$Q_i(F)$  : fonction de répartition inverse du site d'étude.

$q(F)$  : fonction de répartition inverse régionale.

$\widehat{\mu}_i$  : indice de crue relatif au site d'étude.

♦ **Procédure à suivre :**

Pour calculer  $Q_{max}$ , de l'une des trois régions, pour une période de retour données, le débit max calculé par le modèle correspondant à la région concernée (Tableau. II. 54) doit être multiplié par la fonction de quantile correspondante (Tableau II. 55) :

$$Q_{max}(F) = Q_{max} \times q(F) \dots\dots\dots(II.84)$$

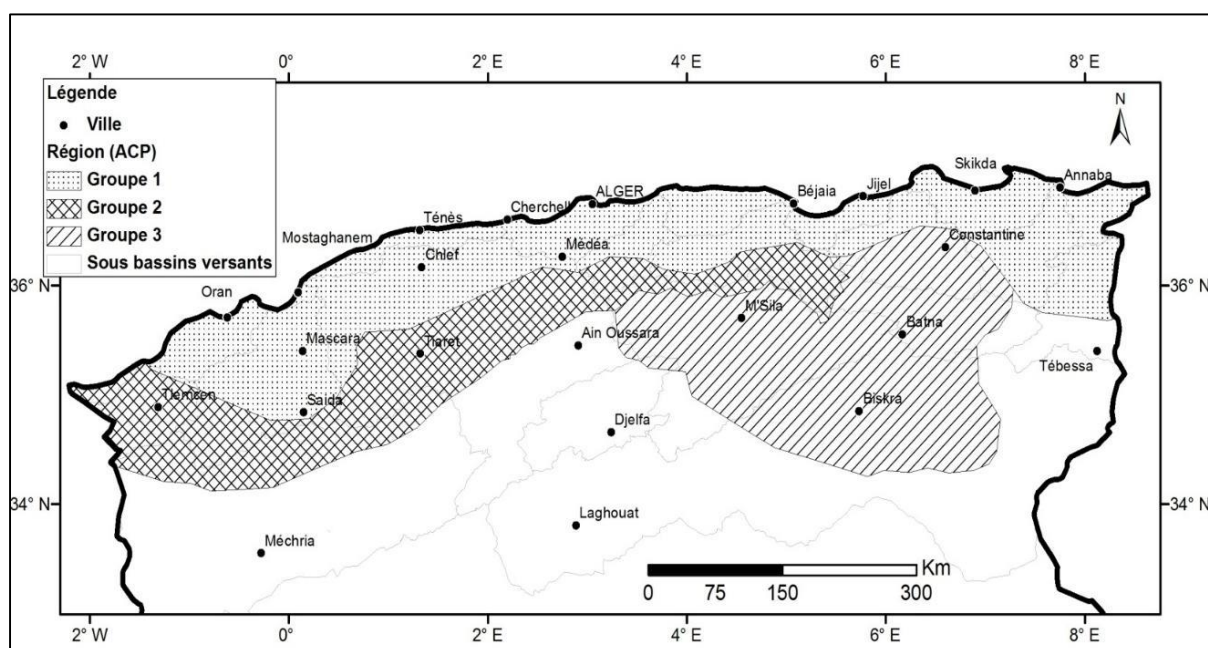
**Tableau. II. 54 :** Modèle pour calculer  $Q_{max}$  en fonction de la surface du bassin versant (A) en  $km^2$  et la pente du cours d'eau principal (S) sans unité :

Région	Equations
Région I	$Q_{max} = 3.52 A^{0.96} S^{0.54}$
Région II	$Q_{max} = 2.73 A^{0.35} S^{0.44}$
Région III	$Q_{max} = 1.26 A^{0.16} S^{-1.04}$



**Tableau. II. 55 :** Q(F) (quantile fonction)

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100	200	500
Région I	0.74	1.54	2.14	2.74	3.53	4.13	4.73	5.52
Région II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.43
Région III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72



**Figure II. 23 :** Limités géographiques des trois régions identifiées pour le calcul de débit maximum par MEDDI et al, 2018

Les résultats de calcul pour notre région d'étude sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 56 :** Détermination du débit max pour T= 100 ans par la méthode fréquentielle de MEDDI

Région : Sour-El-Ghozlen	$q(F)$	$Q_{max}$	$Q_{max}(F)$
Région II	6.14	14.5	$88.9 \text{ m}^3/\text{s}$

## II.8.5 Choix de la crue de projet :

**Tableau. II. 57 :** Récapitulatif des résultats de calcul des crues

Méthodes	$Q_{pt} (m^3/s)$ pour $T = 100 ans$
Formules empiriques	84.89
SCS-CN	88.30
GRADEX	88.23
Méthode fréquentielle de MEDDI	88.90

D'après les résultats obtenus par ces différentes méthodes : on remarque que les trois dernières valeurs sont proches ; de plus la méthode de GRADEX et de SCS-CN ont donné presque la même valeur. Donc la crue de projet égale à 89 ( $m^3/s$ ).

## II.9 Estimation de la crue de projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crue, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. Une crue moins pointue, mais plus étalée, pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10-2 à 10-4). Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage.

Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être noyée en cas de rupture).

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

**Tableau. II. 58 :** Crues de projet recommandées

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/1000 à 1/100

Dans notre cas, le risque d'avoir des pertes en vies humaines et des dommages est faible dans le cas d'une rupture de la retenue, donc la crue de projet est de fréquence de 1% pour une période de retour de 100 ans. D'où le débit de projet est :  $Q_{1\%} = 89 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## II.10 Etude de laminage de la crue :

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. En effet, de nombreuses ruptures de barrages sont dues à une incapacité insuffisante de l'évacuateur de crue. Or, les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné avec un coût élevé, en effet l'étude des crues doit être menée avec une délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement, entraînant des évaluations importantes quant à son coût qui, lui-même est lié à sa période de retour. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose, elle se fait par un laminage de crue.

L'objet de cette étude est de donner des méthodes d'évaluation du laminage et de montrer l'intérêt qu'il y a à le prendre en compte pour dimensionner les évacuateurs. Ainsi, le plus souvent, leur longueur pourra être réduite de manière significative, ce qui, bien évidemment, se traduit par un abaissement de leur prix, donc la réduction des dimensions de l'évacuateur de crue va optimiser le coût du barrage sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

### ❖ Principe de laminage des crues :

Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue  $Q_e$  est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue  $Q_c$ . L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydro-gramme d'entrée et de sortie de la crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue. Le laminage de crue revient à déterminer  $Q_e$  max à partir de  $Q_c$  max à chaque pas de temps on a l'égalité suivante :

$$\text{Volume stocké} = \text{Volume entrant} - \text{Volume sortant}$$

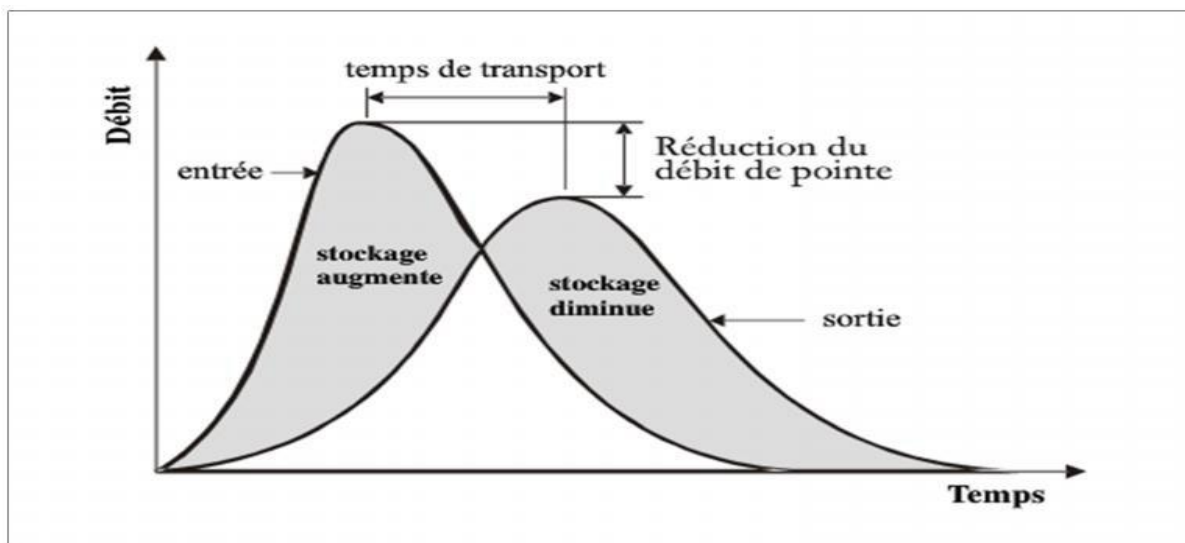


Figure II. 24 : Courbe de laminage de crue

L'étude de laminage de crue repose sur le principe de l'équation de continuité pour résoudre le bilan massique des flux entrants et sortants et du volume de stockage. Ces méthodes de routage nécessitent une relation stockage-décharge pour déterminer le flux sortant pour chaque pas de temps. L'équation de continuité est donnée par :

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t) \dots\dots\dots(II.85)$$

I : débit d'entrée  $Q_E$  (*Inflow*) ;

O : débit de sortie  $Q_s$  (*Outflow*).

S : l'emménagement d'eau dans le tronçon ou le réservoir considéré

Sur un intervalle de temps fini ente t et t + Δt, l'équation (II.85) s'écrit comme suit :

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \dots\dots\dots(II.86)$$

Où les indices 1 et 2 font référence aux valeurs des variables aux instants t et t + Δt respectivement.

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour résoudre cette équation. Nous allons utiliser la méthode de Muskingum. Cette méthode nous permet de déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue et tracer l'hydro-gramme de sortie de la crue.

### II.10.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum :

En utilisant l'équation (II.86) :

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \implies S_2 - S_1 = \left[ \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right] \Delta t \dots\dots\dots(II.87)$$

La résolution de cette équation consiste à déterminer  $O_1$  et  $O_2$ , tel que  $I_1$  et  $I_2$  sont connus. Donc l'équation (II.87) sera simplifiée comme suit :

$$2(S_2 - S_1) = (I_1 + I_2 - O_1 - O_2)\Delta t \implies 2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(II.88)$$

❖ **Le procédé de calcul est le suivant :**

1- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

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

- On fixe la valeur de la largeur b
- On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant  $[H_{min}, H_{max}]$ , tel que :  
 $H_{min}$  correspond à  $t_0$  : débit de sorti initial.  
 $H_{max}$  : correspond au débit maximal.
- Déterminer la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface-hauteur ».
- Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante :  $S = A \times H$
- Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :

$$Q_s = m \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}$$

– Calcul de l'équation :  $\frac{2S}{\Delta t} + O$

2- La deuxième étape consiste à tracer l'hydro-gramme de sortie :

– On calcul la somme  $I_1 + I_2$  tel que :

$I_1$  : correspond au débit entrant à l'instant  $t_1$

$I_2$  : correspond au débit entrant à l'instant  $t_2$

– On calcul  $2\frac{S_2}{\Delta} + O_2$  d'après l'équation suivante :

$$I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

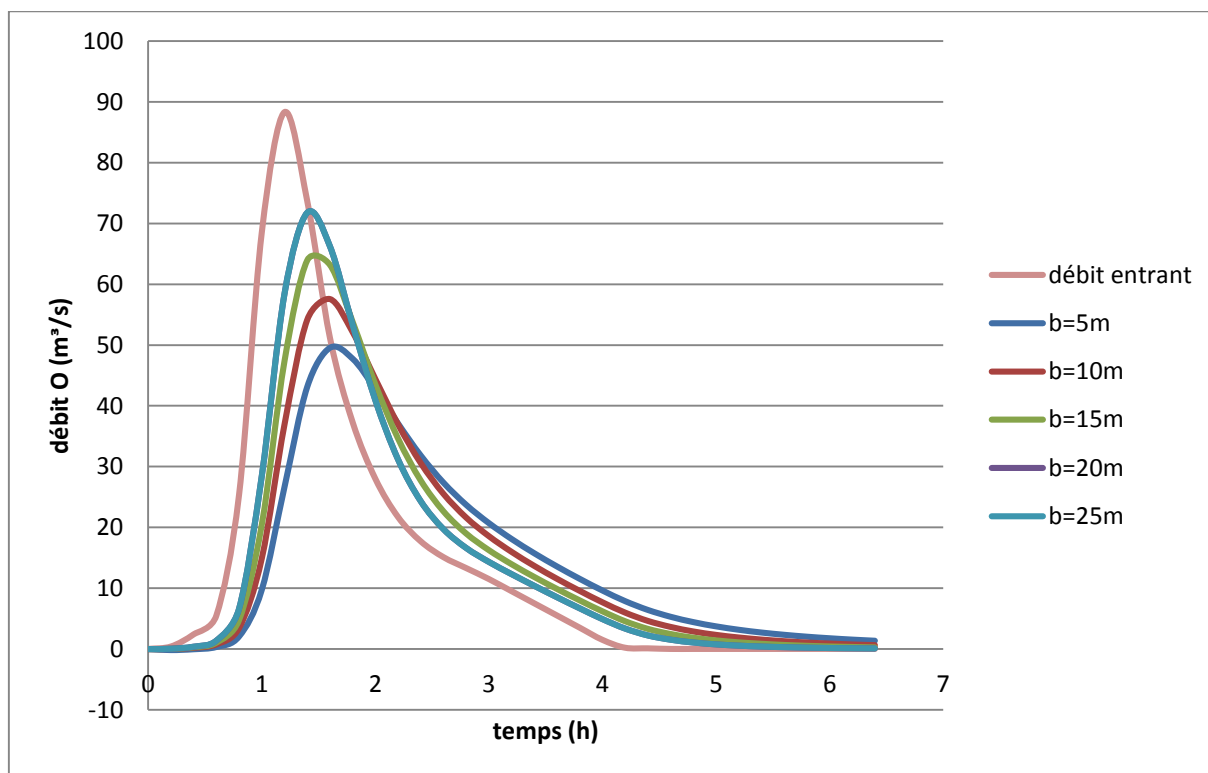
– On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique :  $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$ .

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Muskingum sont :

A l'instant  $t_0$  : débit sorti est  $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$   $\implies H_{min} = 0\text{m}$

La valeur maximale du débit entré est  $Q_e = 89 \text{ m}^3/\text{s}$   $\implies H_{max} = \left(\frac{89}{m \times \sqrt{2g \times b}}\right)^{2/3}$

Les résultats obtenus pour plusieurs valeurs de b sont donnés dans l'annexe B08.



**Figure II. 25 :** Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants

**Tableau. II. 59 :** Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum

Largeur b (m)	Hauteur H (m)	Débit laminé (m <sup>3</sup> /s)
5	2.75	49.54
10	1.92	57.55
15	1.57	63.92
20	1.40	69.89
25	1.20	71.74

### II.11 Etude d’optimisation :

Après avoir déterminé plusieurs valeurs de largeur (b) et de hauteur déversant (H), il faut maintenant choisir les dimensions de l’évacuateur de crue les plus économique. Donc on doit faire une étude technico-économique qui consiste à évaluer le coût approximatif de l’ouvrage pour ces différentes valeurs afin d’évaluer la largeur et la hauteur optimale.

#### II.11.1 Calcul du coût de la digue :

Le volume de la digue est donné par la formule suivante :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \quad \dots\dots\dots(II.89)$$

$V_i$  : le volume du barrage à la cote i (m<sup>3</sup>);

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines (m) ;

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe i ; donnée par la formule suivante :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \quad \dots\dots\dots(II.90)$$

$b_{cr}$  : Largeur en crête (m);

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point i (m) ;

$B_i$  : Largeur de base (m) ; donnée par :  $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b_{cr}$

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus.

#### II.11.1.1 Calcul de la revanche :

C’est la hauteur entre le niveau forcé et le niveau de la hauteur de la digue (crête), cette hauteur est additionnée dans les calculs de la hauteur de la digue pour tenir compte de l’action des vagues qui peuvent projeter de l’eau au-delà de la crête de la digue et également compenser les tassements de la retenue dans le temps. La revanche tient compte de :

- Surélévation lors des crues maximales.
- Surélévation du plan d’eau en présence des vagues ou des vents extrêmes.

– Supplément de sécurité.

Elle est donnée par les formules suivantes :

♦ **Formule de Mallet et Pacquant :**

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{II.91})$$

Avec :  $H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$  et  $v = 1.5 + 2H_v$

R : La revanche ;

F : longueur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment depuis l'endroit où il est créé appelé Fetch ( $F = 0,42 \text{ km}$ );

v : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

$\frac{v^2}{2g}$ : Energie cinétique des vagues ;

H<sub>v</sub> : hauteur des vagues (m).

♦ **Formule de Davis :**

$$R = 0.75H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{II.92})$$

$\frac{v^2}{2g}$ : Energie cinétique des vagues ;  $v = 1.5 + 2H_v$

H<sub>v</sub> : hauteur des vagues (m). Elle est calculée par la formule de **STEVENSON** :

Pour  $< 18 \text{ Km}$  ,  $H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26^4\sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II.93})$

♦ **Formule simplifié :**

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II.94})$$

Les résultats de calcul de la Revanche sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 60 :** Résultat de calcul de la revanche

Formules	H <sub>v</sub> (m)	v (m/s)	Revanche R (m)
<b>Mallet et Pacquant</b>	0.72	2.93	1.16
<b>Davis</b>	0.76	3.02	1.03
<b>Simplifié</b>	/	/	1.19
<b>moyenne</b>	/	/	1.13

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant est la plus proche de la moyenne, on prend la valeur de la revanche  $R = 1.16m$

## II.11.1.2 Calcul de la hauteur du barrage :

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = NNR - C_f + h_d + R + t \dots\dots\dots(II.95)$$

NNR : niveau normal de la retenue  $NNR = 913 \text{ m}$  ;

$C_f$  : cote du fond  $C_f = 903 \text{ m}$  ;

$h_d$  : hauteur déversée ;

R : Revanches en (m) ;

t : Tassement en (m) ;  $t = 0.3\text{m}$

**Tableau. II. 61** : Résultat de calcul de la hauteur de la retenue

Largeur (m)	$H_d$ (m)	$H_b$ (m)
5	2.75	14.21
10	1.92	13.38
15	1.57	13.03
20	1.40	12.86
25	1.20	12.48

## II.11.1.3 Calcul de la largeur en crête :

◆ **Formule de Knapen :**

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(II.96)$$

◆ **Formule de E-F-Preece :**

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(II.97)$$

◆ **Formule simplifiée :**

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(II.98)$$

$H_b$  : Hauteur de la digue (m)



**Tableau. II. 62 :** Calcul de largeur en crête

b (m)	hd (m)	Hb (m)	Largeur en crête b <sub>cr</sub> (m)		
			Formules		
			KNAPEN	PREECE	Simplifiée
5	2.75	14.21	6.22	5.15	5.72
10	1.92	13.38	6.04	5.02	5.55
15	1.57	13.03	5.96	4.97	5.47
20	1.40	12.86	5.92	4.94	5.43
25	1.20	12.66	5.87	4.91	5.39

On opte pour une largeur en crête de :  **$b_{cr} = 5m$**

### II.11.1.4 Estimation du coût de la digue :

D'après le profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs deversantes selon les formules mentionnées précédemment :

**Tableau. II. 63 :** Calcul du volume de la digue

b=10m et hd=1.92m						
Coupe	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	5.54	0	393.70	11	2165.38
1-1	11.49	62.99	393.70	518.79	19.95	9102.16
2-2	13.34	72.24	518.79	511.59	39.62	20411.95
3-3	13.24	71.74	511.59	148.95	10.42	3441.45
4-4	6.69	38.99	148.95	104.78	17.9	2270.89
5-5	5.46	32.84	104.78	77.25	20	1820.24
6-6	4.56	28.34	77.25	60.38	20	1376.31
7-7	3.93	25.19	60.38	0	62.7	1893.05
8	0	5.54	0			
Somme					201.59	42481.42

Pour évaluer le coût de la digue, on estime le prix du mètre cube de remblai 900 DA.

**Tableau. II. 64 :** Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

<b>b (m)</b>	<b>H<sub>b</sub> (m)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût (DA)</b>
5	14.12	48039.70	43235730
10	13.38	42481.42	38233278
15	13.03	39805.42	35824878
20	12.86	38446.61	34601949
25	12.66	37174.91	33457419

Le prix du mètre cube de remblai 900 DA

**II.11.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue :**

**II.11.2.1 Coût du déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, le type de profile choisie est le profil de Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement.

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{k} \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots(\text{II.99})$$

Avec :  $K = 2.127$  et  $n = 1.85$

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H}\right)^{1.85} \dots\dots\dots(\text{II.100})$$

H : Charge sur le seuil (m) ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir est donné par :

$$V = S \times b \dots\dots\dots(\text{II.101})$$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

b : Largeur De déversoir (m).

Le coût du déversoir pour les différentes largeurs est représenté dans le tableau suivant.

**Tableau. II. 65 :** Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes

<b>b (m)</b>	<b>h<sub>d</sub> (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût (DA)</b>
5	2.75	1.93	9.63	336875
10	1.92	0.96	9.60	537600
15	1.57	0.94	14.13	741825
20	1.40	0.98	19.60	2156000
25	1.20	0.96	24.00	2940000

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA (Source DRE de Tipaza).

### II.11.2.2 Coût du canal d'approche :

La hauteur totale du mur est déterminée par :

$$H_{ca} = H_d + R + P \dots\dots\dots(II.102)$$

P : hauteur de pelle en m. ( $P = 1.7m$ )

R : la revanche en m. ( $R = 1.16m$ )

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$$V = S \times e = L \times H_{ca} \times e \dots\dots\dots(II.103)$$

L : longueur du canal d'approche en m ; déterminée par la carte topographique du site ,

$L = 10m$ .

e : l'épaisseur en m, ( $e = 0.3 m$ )

**Tableau. II. 66 :** Coût du canal d'approche

<b>b (m)</b>	<b>H<sub>d</sub> (m)</b>	<b>H<sub>ca</sub> (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût (DA)</b>
5	2.75	5.57	55.66	16.70	584430
10	1.92	4.74	47.36	14.21	497280
15	1.57	4.39	43.86	13.16	460530
20	1.40	4.22	42.16	12.65	442680
25	1.20	4.02	40.16	12.05	421680

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA (Source DRE de Tipaza).

### II.11.2.3 Coût du coursier :

Pour assurer l'écoulement régulier, on construit un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 104 m, déterminée par la carte topographique. Le volume du béton de coursier est calculé par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{coursier} \dots\dots\dots (II.104)$$

L'épaisseur du radier est comprise entre  $[0.5 - 1]m$

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = Q_{e,\text{max}}^{0.4} \dots\dots\dots (II.105)$$

**Tableau. II. 67 :** Coût du coursier

b (m)	H <sub>d</sub> (m)	Q <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /s)	B <sub>coursier</sub> (m)	S <sub>béton</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>b</sub> (m)	Coût (DA)
5	2.75	49.54	4.76	2.38	247.73	8670692.59
10	1.92	57.55	5.06	2.53	283.04	9606393.19
15	1.57	63.92	5.28	2.64	274.32	9601212.78
20	1.40	69.89	5.47	2.73	284.30	9950328.17
25	1.20	71.74	5.52	2.76	287.28	10054857.89

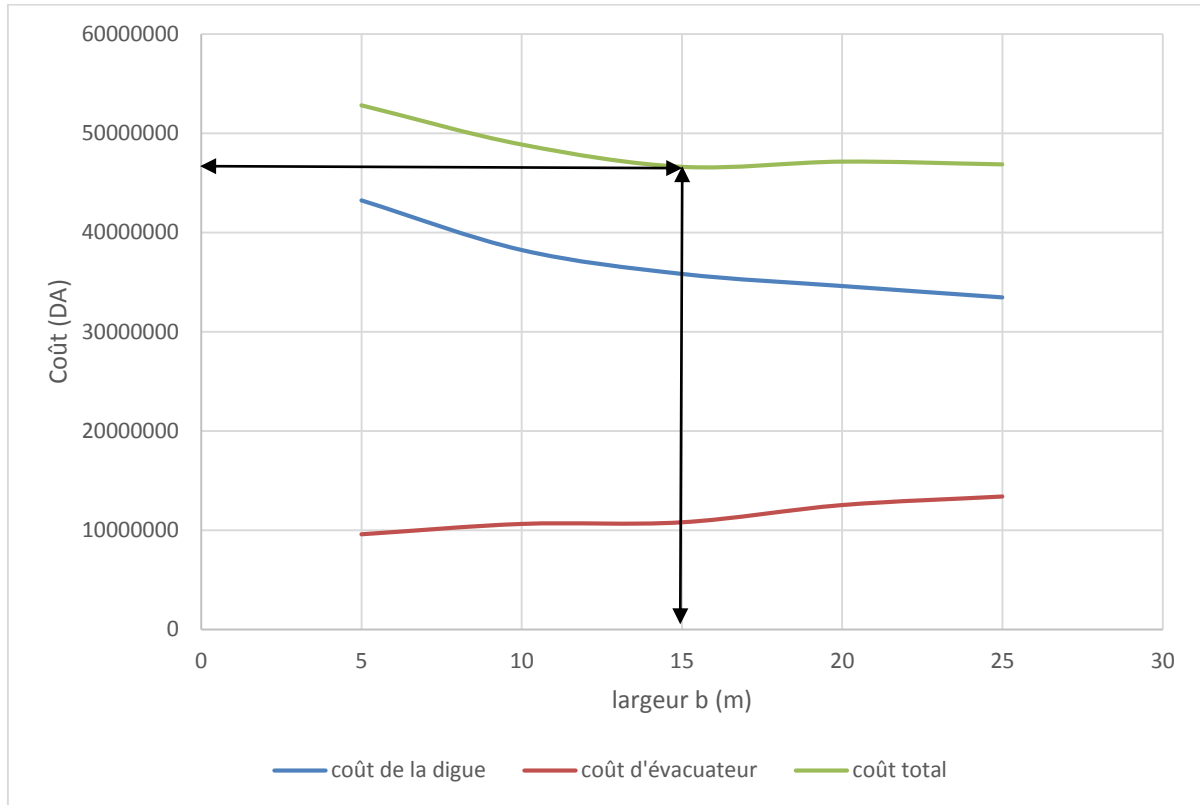
Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA (Source DRE de Tipaza).

### II.11.3 Coût Total de la retenue collinaire :

Le coût total de la retenue collinaire est donné dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 68 :** Coût total de la retenue collinaire

b (m)	H <sub>d</sub> (m)	NPHE (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)	Coût total (DA)
5	2.75	915.75	43235730	9591997.59	52827727.6
10	1.92	914.92	38233278	10641273.2	48874551.2
15	1.57	914.57	35824878	10803567.8	46628445.8
20	1.40	914.4	34601949	12549008.2	47150957.2
25	1.20	914.2	33457419	13416537.9	46873956.9



**Figure II. 26 :** Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue, on opte une largeur optimale de 15m avec une hauteur déversante de 1.6m. Ces dimensions sont choisies pour optimiser le coût de la retenue collinaire sans affecter sa sécurité globale.

### Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques nécessaires à la réalisation de la retenue collinaire.

A l'issue de cette étude nous avons déterminé les caractéristiques hydrologiques qui sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 69 :** Récapitulatif des résultats obtenus

Désignations	Valeurs
Apport moyen annuel A	1.02 Hm <sup>3</sup>
Apport fréquentiel A80%	0.51 Mm <sup>3</sup>
Débit max de la crue (T=100 ans)	89 m <sup>3</sup> /s
Volume mort	48257.63 m <sup>3</sup>
Volume utile	150376.24 m <sup>3</sup>

Désignations	Valeurs
Volume au NNR	198633.87 m <sup>3</sup>
Côte du fond	903 m NGA
Côte NVM	908.5 m NGA
Côte NNR	913 m NGA
Côte NPHE	914.6 m NGA
Côte en crête	916.06 m NGA
Largeur en crête	5 m
Largeur du déversoir	15 m
Hauteur déversante	1.6 m
Hauteur de la retenue collinaire	13.06 m

# Chapitre III

## Etude des variantes de la digue

### Introduction :

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre particulièrement important de paramètres et d'informations. L'objectif est de proposer la solution la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité.

Ce choix est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisante. La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible.

L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site fait que la solution barrage en remblai est intuitivement choisie par rapport aux autres types de barrages considérés rigides.

Sur la base des investigations géotechniques et reconnaissances géologiques, on peut proposer des variantes de la digue. Ensuite, le type de la digue sera choisi après une étude économique. Pour cela, la variante définitive est la plus technico-économique.

### III.1 Généralité sur les barrages en terre :

On appelle barrage en remblai tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

De forme trapézoïdale, les barrages en remblais sont des barrages à forte emprise au sol. Grâce à leur forte emprise au sol, ils peuvent reposer sur des fondations de qualité moyenne.

### III.2 Choix du type de barrage :

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

- La topographie et les apports du bassin versant.
- La morphologie de la vallée.
- La géologie et les conditions de fondation.
- La disponibilité de matériaux de construction.

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

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer par la suite la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

### III.3 Les variantes à choisir :

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux.



Il existe deux types de barrages en remblai, les ouvrages en terre homogènes, à zone et à enrochement, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage. Ce qui donne le choix entre les variantes suivantes :

## 1 Les barrages en terre :

Les barrages en terre se subdivisent en deux types principaux :

- **Les barrages homogènes :** dont le massif est composé d'une seule catégorie de matériau. Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus 3,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de  $10^{-7}$  à  $10^{-8}$  m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.
- **Les barrages à zones :** constitués d'un noyau étanche au centre et de deux recharges en matériau plus grossier dont le rôle essentiel est d'assurer la stabilité de l'ensemble du massif. Toujours préconisés lorsque le barrage homogène n'est pas envisageable, on adopte comme solution la variante digue zonée. Il est à noter que dans la plupart des barrages de ce type ne comportent pas plus de quatre zones de caractéristiques différentes (zone imperméable –zone semi-perméable –zone perméable et parfois zone enrochement).

## 2 Les barrages en enrochement :

Le massif d'enrochement de grande section trapézoïdale. C'est un ouvrage poids qui résiste à la poussée de l'eau par le poids du massif. De facteur rustique, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées.

Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est obtenue soit par un noyau central en béton bitumeux soit par un masque amont en béton. Dans notre cas, on choisit une digue avec un amont à masque en béton.

### III.4 Conception des éléments principaux dans la retenue collinaire :

#### ❖ Hauteur de la retenue :

$$H_b = NPHE - C_f + R + t \dots\dots\dots(III.1)$$

NPHE : niveau de plus haute eaux en m, (Côte  $NPHE = 914.6m$ ) ;

$C_f$  : cote du fond en m, Côte du fond =  $903m$ ;

R : Revanche en m,  $R = 1.16m$  ; (elle a été calculée dans l'étude d'optimisation).

T : tassement en m,  $t = 0.3m$  ; il est donné par la formule suivante :

$$t = (0.01: 0.03)H_b \Rightarrow t = 0.025 \times 12.56 = 0.31 \Rightarrow t = 0.3m$$

$$H_b = 13.06 m$$

#### ❖ Largeur en crête :

D'après l'étude d'optimisation, on opte une largeur en crête de  $b_{cr} = 5m$ .

### ❖ Longueur en crête :

La longueur en crête est déterminée d'après le plan d'aménagement par :  $L_{cr} = 201.59m$

### ❖ Pente des talus :

La pente des talus doit assurer la stabilité statistique de ces talus. Donc les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Les valeurs des fruits des talus sont données dans le tableau suivant mais elles devront être vérifiées par le calcul de stabilité.

**Tableau III. 1 :** Valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur de la digue (m)	Type de barrage	Fruits des talus	
		Amont (m1)	Aval (m2)
$H < 5m$	Homogène	2.5	2
	A zones	2	2
$5 \leq H \leq 10m$	Homogène granularité étendue	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2	2.5
$10 \leq H < 20m$	Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2.5
	A zones	2	3

## III.5 Revêtement des talus de la digue :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage. Donc, il y a lieu en général de prévoir une protection pour les talus.

### ❖ Protection du talus aval :

L'objectif essentiel est la protection contre le ravinement provoqué par les eaux de ruissellement et l'érosion causé par les pluies. Pour sa protection, l'utilisation d'un revêtement en pierre est très commune. Dans notre cas, l'épaisseur de la pierre est de 0.40m.

### ❖ Protection du talus amont :

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au-dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague mais pas

moins de 2,0 m. Pour cela, on utilise communément un rip-rap d'encrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes :

### 1 Méthode de Tennessee Valley Authority (TVA) :

$$e = C \times v^2 \dots\dots\dots(III.2)$$

e : l'épaisseur de l'encrochement en m;

V : Vitesse des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s; sachant que

$$v = 2.93 m/s$$

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  de l'encrochement utilisé matériau d'encrochement.

**Tableau III. 2 :** Valeurs de coefficients sont données par le tableau suivant :

Fruit du talus	Valeur de C pour différents $\gamma_p$		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
12 :1	0.027	0.022	0.020
4 :1	0.027	0.024	0.022
3 :1	0.028	0.025	0.023
2 :1	0.031	0.028	0.026
1.5 :1	0.036	0.023	0.030

D'après ce tableau, on opte pour une digue homogène une valeur de  $C = 0.024$ , ce qui donne une épaisseur d'encrochement  $e = 0.21m$  .

### 2 Méthode de US Army :

Les ingénieurs de l'US Army Corps of Engineers utilisent souvent le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues, qui sont données dans le tableau suivant :

**Tableau III. 3 :** Epaisseur de l'encrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	$D_{50,min}$ (m)
0 – 0.3	0.30	0.20
0.3 – 0.6	0.40	0.25
0.6 – 1.2	0.45	0.30
1.2 – 1.8	0.55	0.40

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{50,min}$ (m)
1.8 – 2.4	0.70	0.45
2.4– 3	0.80	0.55

Pour notre cas, la hauteur des vagues est comprise entre 0.6m et 1.2m, ce qui donne une épaisseur de 0.45m et un diamètre minimum de 0.3m.

D'après ces résultats obtenus, on opte pour le dimensionnement de la digue homogène et à zone une épaisseur de couche  $e = 0.3m$  et un diamètre moyen  $d_{moy} = 0.3m$ , ce qui signifie qu'on a un enrochement d'une épaisseur de 0.3m et un lit de sable et de gravier (filtre) de 0.3m pour la protection du talus amont.

### III.6 Digue à terre homogène :

#### III.6.1 Pentés des talus :

D'après le tableau (III.1), on obtient :

- Parement amont  $m_1 = 3$
- Parement aval  $m_2 = 2.5$

#### III.6.2 Système de drainage :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce type de barrage on propose un tapis drainant avec prisme de drainage.

##### III.6.2.1 Dimensionnement du drain tapis :

Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 0.80m$  ; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée selon USBR par la formule suivante :

$$L_c = 3H \dots\dots\dots(III.3)$$

$L_c$  : Longueur du tapis.

$H$  : Charge hydraulique de la retenue en m.  $H = 10m$

A.N :  $L_c = 30 m$

##### III.6.2.2 Dimensionnement du prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation.

❖ **Hauteur du prisme :**

$$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b \dots\dots\dots(III.4)$$

$H_p$  : hauteur de prisme en m ;

$H_b$  : hauteur de la retenue en m ;

A.N  $H_p = 1.9 m$

❖ **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

Donc, on prend :

$$m_1 = 1 \quad \text{et} \quad m_2 = 1.5$$

❖ **Largeur au sommet :**

La largeur du prisme dans sa partie supérieure doit être choisie afin d’assurer la circulation des engins pour les placer et compacter. Dans notre cas on prend une largeur de 2.5m.

❖ **Largeur de base du prisme :**

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2)H_p \dots\dots\dots(III.5)$$

A.N :  $B_p = 2.5 + 2.5 \times 1.9 = 7.25m$

## III.7 Digue zoné à noyau d’argile :

### III.7.1 Pentés des talus :

D’après le tableau (III.1), on obtient :

- Parement amont  $m_1 = 2$  ;
- Parement aval  $m_2 = 3$  ;

### III.7.2 L’étanchéité du remblai :

Dans le cas d’un barrage à zones, l’étanchéité est assurée par un noyau d’argile très imperméable, qui peut être central ou incliné. Son épaisseur est de l’ordre 1/6 de la hauteur de l’ouvrage. Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus des plus hautes eaux. Il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de se révéler catastrophique. Cette protection peut être assurée par une couche de sable ou de préférence, en traite le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée bitumineuse. Latéralement, nous disposons de part et d’autre un drain filtre, vers l’aval pour recueillir les eaux de protection, vers l’amont pour absorber les eaux de ressuyage après la vidange. Vers le bas, il faut assurer la continuité de l’étanchéité en raccordons celle-ci à la fondation imperméable ou au dispositif d’étanchéité des fondations.

## III.7.2.1 Dimensionnement du noyau :

### ❖ La hauteur du noyau :

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots(III.6)$$

$H_n$  : hauteur du noyau en m ;

$H_b$  : hauteur du barrage en m ;

A.N :  $H_n = 13.06 - 1 = 12.06 \text{ m}$

### ❖ La largeur en crête du noyau :

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{c,n} = \frac{H_b}{6} \dots\dots\dots(III.7)$$

A.N  $L_{c,n} = 2.18 \text{ m}$

### ❖ L'épaisseur du noyau :

L'épaisseur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix ni inférieurs à quatre. Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(III.8)$$

$I$  : gradient hydraulique.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible entre 1.50 et 1.80.

$\Delta H$  : charge hydraulique dans le noyau.  $\Delta H = H_1 - H_2$

$b_{moy}$  : largeur moyenne du noyau

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval,  $H_2 = 0 \text{ m}$ .

$H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1 = 10 \text{ m}$

La largeur moyenne en base du noyau :

$$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} \dots\dots\dots(III.9)$$

$$b_{moy} \geq 5.55 \quad \Rightarrow \quad b_{moy} = 6 \text{ m}$$

La largeur en base du noyau :

$$L_b = 2 \times b_{moy} - L_{c,n} \dots\dots\dots(III.10)$$

$L_b = 9.82 \text{ m}$

### ❖ Les fruits des talus :

$$L_b = 2mH_n + L_{c,n} \quad \Rightarrow \quad m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n} \dots\dots\dots(III.11)$$

$m$  : talus du noyau.

$L_{cn}$  : largeur en crête du noyau en m .

$H_n$  : hauteur du noyau en m.

$$m = 0.33$$

❖ **La cote en crête du noyau :**

$$NCôte_{noyau} = NCôte_{fond} + H_n \dots\dots\dots(III.12)$$

$$NCôte_{noyau} = 915.1 \text{ m}$$

**III.7.3 Dimensionnement du drain tapis :**

- L'épaisseur minimale égale à  $e = 0.80 \text{ m}$ .
- La longueur est déterminée selon USBR par la formule suivante :

$$L_c = 3H \dots\dots\dots(III.13)$$

$L_c$  : Longueur de la couche de filtre. (Tapis)

$H$  : Charge hydraulique de la retenue en m.  $H = 10\text{m}$

A.N :  $L_c = 30 \text{ m}$

**III.7.4 Dimensionnement du prisme de drainage :**

❖ **Hauteur du prisme :**

$$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b \dots\dots\dots(III.14)$$

$H_p$  : hauteur de prisme en m ;

$H_b$  : hauteur de la retenue en m ;

A.N  $H_p = 1.9 \text{ m}$

❖ **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

Donc, on prend :

$$m_1 = 1 \text{ et } m_2 = 1.5$$

❖ **Largeur au sommet :**

La largeur au sommet égale à 2.5m

❖ **Largeur de base du prisme :**

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2)H_p \dots\dots\dots(III.15)$$

A.N :  $B_p = 2.5 + 2.5 \times 1.9 = 7.25\text{m}$

### III.8 Digue en enrochement à masque en béton :

Ce type de barrage, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton bitumineux.

#### III.8.1 Pentés des talus

D'après le tableau (III.1), on obtient :

- Parement amont  $m_1 = 2.5$
- Parement aval  $m_2 = 2.5$

#### III.8.2 Epaisseur du masque en béton :

$$e = 0.3 + 0.002H_b \dots\dots\dots(III.16)$$

$$\text{A.N : } e = 0.33 \text{ m}$$

### III.9 Etanchéité de la fondation :

A la différence de la structure du remblai, celle de la fondation, d'une part, imposée par la nature au concepteur, et d'autre part, n'est connue de lui que de façon partielle par l'intermédiaire des sondages de reconnaissance. Dans notre cas le dispositif pour l'étanchéité de la fondation se fait par la clé d'étanchéité.

#### III.9.1 Clé d'étanchéité :

Il s'agit du dispositif d'étanchéité couramment employé dans les petits barrages, du fait de son faible prix de revient : ce sera le plus souvent une tranchée remblayée d'argile compactée qui devra dans tous les cas de fondation, recouper l'ensemble des couches perméables de surface. De ce point de vue, la tranchée d'étanchéité est le meilleur moyen de reconnaissance complète de la fondation. La tranchée viendra s'ancrer dans le premier horizon imperméable continu suffisamment épais.

Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) égale à 0.50 m. Sa largeur de base égale à 6 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m = 1.0$ .

### III.10 Calcul du volume des différents matériaux :

#### III.10.1 Digue homogène en argile :

##### ◆ Volume des recharges (argiles) :

Le tableau ci-après donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.



**Tableau III. 4 :** Calcul des volumes des recharges (argile)

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	5.00	0.00	397.64	11	2187.00
1-1	11.15	66.33	397.64	529.75	19.95	9250.68
2-2	13	76.50	529.75	522.13	39.62	20837.69
3-3	12.9	75.95	522.13	142.64	10.42	3463.42
4-4	6.35	39.93	142.64	97.69	17.9	2150.92
5-5	5.12	33.16	97.69	70.07	20	1677.63
6-6	4.22	28.21	70.07	53.39	20	1234.65
7-7	3.59	24.75	53.39	0.00	62.7	1673.85
8	0	5.00	0.00			
somme					201.59	42475.85

◆ **Matériaux de protection :**

Les tableaux suivants nous résument le volume des matériaux de protection.

**Tableau III. 5 :** Calcul des volumes du rip-rap (enrochement), talus amont (  $e = 0.3m$  )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	0.00	10.58	11	58.18
1-1	11.15	35.26	10.58	12.33	19.95	228.53
2-2	13	41.11	12.33	12.24	39.62	486.75
3-3	12.9	40.79	12.24	6.02	10.42	95.15
4-4	6.35	6.35	20.08	6.02	17.9	97.39
5-5	5.12	5.12	16.19	4.86	20	88.61
6-6	4.22	4.22	13.34	4.00	20	74.09
7-7	3.59	3.59	11.35	3.41	62.7	106.77
8	0	0	0.00	0.00		
somme					201.59	1235.47

**Tableau III. 6 :** Calcul des volumes du sable, talus amont (  $e = 0.15 m$  )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	5.29	11	29.09
1-1	11.15	5.29	6.17	19.95	114.27
2-2	13	6.17	6.12	39.62	243.37
3-3	12.9	6.12	3.01	10.42	47.57
4-4	6.35	3.01	2.43	17.9	48.69
5-5	5.12	2.43	2.00	20	44.30
6-6	4.22	2.00	1.70	20	37.05
7-7	3.59	1.70	0.00	62.7	53.39
8	0	0.00			
somme				201.59	617.73

**Tableau III. 7 :** Calcul des volumes du gravier, talus amont (  $e = 0.15 m$  )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	5.29	11	29.09
1-1	11.15	5.29	6.17	19.95	114.27
2-2	13	6.17	6.12	39.62	243.37
3-3	12.9	6.12	3.01	10.42	47.57
4-4	6.35	3.01	2.43	17.9	48.69
5-5	5.12	2.43	2.00	20	44.30
6-6	4.22	2.00	1.70	20	37.05
7-7	3.59	1.70	0.00	62.7	53.39
8	0	0.00			
somme				201.59	617.73

**Tableau III. 8 :** Calcul des volumes des pierres, talus aval ( $e = 0.4m$ )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	12.01	11	66.05
1-1	11.15	12.01	14.00	19.95	259.45
2-2	13	14.00	13.89	39.62	552.60
3-3	12.9	13.89	6.84	10.42	108.02
4-4	6.35	6.84	5.51	17.9	110.56
5-5	5.12	5.51	4.55	20	100.59
6-6	4.22	4.55	3.87	20	84.12
7-7	3.59	3.87	0.00	62.7	121.22
8	0	0.00			
somme				201.59	1402.62

### III.10.2 Digue zonée à noyau d'argile :

#### ◆ Noyau :

Il est composé par une argile protégée par un filtre des deux cotée. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

**Tableau III. 9 :** Calcul des volumes du noyau

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	2.14	0.00	55.72	11	306.45
1-1	10.15	8.84	55.72	73.20	19.95	1285.96
2-2	12	11.64	73.20	72.20	39.62	2880.32
3-3	11.9	10.87	72.20	20.89	10.42	485.01
4-4	5.35	5.67	20.89	14.42	17.9	316.05
5-5	4.12	4.86	14.42	10.31	20	247.31
6-6	3.22	4.27	10.31	7.76	20	180.69
7-7	2.59	3.85	7.76	0.00	62.7	243.16
8	0	2.14	0.00			
somme					201.59	5944.94

### ◆ Recharge :

Elles sont constituées d'alluvions ou d'envrochement. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

**Tableau III. 10 :** Volume des recharges

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	310.84	11	1709.62
1-1	11.15	310.84	414.3	19.95	7233.27
2-2	13	414.30	408.33	39.62	16296.30
3-3	12.9	408.33	111.67	10.42	2709.20
4-4	6.35	111.67	76.72	17.9	1686.09
5-5	5.12	76.72	55.31	20	1320.30
6-6	4.22	55.31	42.41	20	977.20
7-7	3.59	42.41	0	62.7	1329.55
8	0	0.00			
somme				201.59	33261.54

### ◆ Matériaux de protection :

#### ➤ Talus amont :

Les tableaux nous résument les volumes des matériaux de protection.

**Tableau III. 11 :** Calcul des volumes du rip-rap (envrochement), talus amont ( $e = 0.3m$ )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	0.00	9.01	11	49.54
1-1	11.15	30.02	9.01	10.50	19.95	194.59
2-2	13	35.00	10.50	10.42	39.62	414.45
3-3	12.9	34.73	10.42	5.13	10.42	81.01
4-4	6.35	17.10	5.13	4.14	17.9	82.92
5-5	5.12	13.79	4.14	3.41	20	75.45
6-6	4.22	11.36	3.41	2.90	20	63.09
7-7	3.59	9.67	2.90	0.00	62.7	90.91
8	0	0.00	0.00			
somme					201.59	1051.96

**Tableau III. 12 :** Calcul des volumes du sable, talus amont ( $e = 0.15 m$ )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	4.50	11	24.77
1-1	11.15	4.50	5.25	19.95	97.29
2-2	13	5.25	5.21	39.62	207.23
3-3	12.9	5.21	2.56	10.42	40.51
4-4	6.35	2.56	2.07	17.9	41.46
5-5	5.12	2.07	1.70	20	37.72
6-6	4.22	1.70	1.45	20	31.54
7-7	3.59	1.45	0.00	62.7	45.46
8	0	0.00			
somme				201.59	525.98

**Tableau III. 13 :** Calcul des volumes du gravier, talus amont ( $e = 0.15 m$ )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	4.50	11	24.77
1-1	11.15	4.50	5.25	19.95	97.29
2-2	13	5.25	5.21	39.62	207.23
3-3	12.9	5.21	2.56	10.42	40.51
4-4	6.35	2.56	2.07	17.9	41.46
5-5	5.12	2.07	1.70	20	37.72
6-6	4.22	1.70	1.45	20	31.54
7-7	3.59	1.45	0.00	62.7	45.46
8	0	0.00			
somme				201.59	525.98

**Tableau III. 14 :** Calcul des volumes des pierres, talus aval ( $e = 0.4 m$ )

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	12.01	11	66.05
1-1	11.15	12.01	14.00	19.95	259.45
2-2	13	14.00	13.89	39.62	552.60
3-3	12.9	13.89	6.84	10.42	108.02
4-4	6.35	6.84	5.51	17.9	110.56
5-5	5.12	5.51	4.55	20	100.59
6-6	4.22	4.55	3.87	20	84.12
7-7	3.59	3.87	0.00	62.7	121.22
8	0	0.00			
somme				201.59	1402.62

### III.10.3 Digue en enrochement à masque en béton :

◆ **Enrochement :**

Le tableau ci- dessous nous résume le volume des enrochements

**Tableau III. 15 :** Calcul du volume d'enrochement

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	5	0	366.5563	11.00	2016.06
1-1	11.15	60.75	366.556	487.5	19.95	8519.21
2-2	13	70	487.5	480.525	39.62	19176.58
3-3	12.9	69.5	480.525	132.5563	10.42	3194.15
4-4	6.35	36.75	132.556	91.136	17.90	2002.05
5-5	5.12	30.6	91.136	65.621	20.00	1567.57
6-6	4.22	26.1	65.621	50.17025	20.00	1157.91
7-7	3.59	22.95	50.1703	0	62.70	1572.84
8	0	5	0			
somme						39206.36

◆ **Protection avec masque béton :**

**Tableau III. 16 :** Volume du masque en béton

Coupe	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i+1</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )
0	0	0.00	0.00	9.91	11	54.49
1-1	11.15	30.02	9.91	11.55	19.95	214.05
2-2	13	35.00	11.55	11.46	39.62	455.90
3-3	12.9	34.73	11.46	5.64	10.42	89.12
4-4	6.35	17.10	5.64	4.55	17.9	91.22
5-5	5.12	13.79	4.55	3.75	20	82.99
6-6	4.22	11.36	3.75	3.19	20	69.40
7-7	3.59	9.67	3.19	0.00	62.7	100.00
8	0	0.00	0.00			
somme					201.59	1157.16

### III.11 Estimation du coût de variante :

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées :

**Tableau III. 17 :** Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA/m <sup>3</sup> )	Coût (DA)	Coût total (DA)
homogène	Recharge (Argile)	42475.85	900	38228265	42208641
	Enrochement (Rip-rap)	2287.43	1200	2744916	
	sables	617.73	1000	617730	
	Graviers	617.73	1000	617730	
zoné	Noyau	5944.94	900	5350446	46118304
	Recharge (alluvions)	33261.54	1100	36587694	
	Encochement (Rip-rap)	2103.92	1200	2524704	

	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA/m <sup>3</sup> )	Coût (DA)	
	Filtres et drains	1535.46	1000	1655460	
Avec masque en béton	Recharge (Enrochement)	39206.36	1200	4704635	87548232
	Béton	1157.16	35000	40500600	

### ❖ Comparaison des trois variantes :

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.17), nous nous orientons vers la première variante car c'est la plus économique. Or, le choix de la variante prend aussi en considération la disponibilité des matériaux dans le site. Dans notre cas, l'estimation quantitative des agiles est suffisante pour une digue homogène. Donc, en se basant sur l'analyse économique et d'investigation de la zone d'emprunt, on opte pour une digue en terre homogène.

### Conclusion :

En tenant compte de l'étude technico-économique, on opte pour un barrage en terre homogène.





# Chapitre IV

## Conception détaillée de la digue

### Introduction :

Une fois le choix de la variante de la digue est déterminé ; et on a opté pour une digue homogène comme variante adéquate du point de vue technico-économique. Une conception détaillée de la digue s'impose, afin d'élaborer tous les caractéristiques essentielles de cette digue, ainsi que l'étude des infiltrations et de stabilité pour confirmer le choix de la variante.

### IV.1 Détail constructif de la digue :

Le tableau suivant résume le profil général de la digue.

**Tableau IV. 1 :** Profil général de la digue

Désignation	Valeur	
Revanche	1.6 m	
Hauteur de la digue	13.06 m	
Longueur en crête	201.59 m	
Largeur en crête	5 m	
Classification de l'ouvrage	IV	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5

### IV.2 Protection du remblai :

Les travaux de protection du remblai justifient essentiellement pour prévenir les effets des dégradations résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- Eaux de la retenue pour ce qui concerne le choix de la revanche ou la protection anti-batillage du talus amont.
- Eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le ravinement.

#### IV.2.1 Revanche :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-delà la crête. La crête et le talus aval seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de surverse est circonscrit par un dimensionnement adéquat de l'évacuateur de crues de façon à ce que le niveau des plus hautes eaux reste largement en de là de celui de la crête du remblai. Le risque de déferlement de vagues doit être prévenu par l'adoption d'une revanche suffisante entre PHE et la cote de la crête.

Dons notre cas la revanche est égale à :  $R = 1.16m$

### IV.2.2 Revêtement des talus :

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.
3. Matériaux des barrages.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

Pour le cas des retenues, les revêtements les plus utilisés sont :

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence des mouvements des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain compactage du matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables.

Les résultats des revêtements des talus sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 2 :** Détail de revêtement des talus

Talus amont	Enrochement	$e = 30 \text{ cm}$
Talus aval	Pierres	$e = 40 \text{ cm}$

### IV.3 Protection de la crête :

Pour assurer une bonne stabilité de la crête, on doit réaliser un bon revêtement, il est constitué de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des engins en utilisant une couche de bitume d'épaisseur 20 cm et deux couches de filtre :

- Une couche de sable de 15 cm ;
- Une couche de Gravier de 20 cm.

Il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un profil en toit avec des pentes régulières de 2 % vers l'amont et l'aval.

#### IV.4 Bermes :

Les bermes sont généralement réalisées lorsque la hauteur des barrages dépasse les 10m, dont leurs rôles sont d'augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et avoir des fruits de talus optimaux. En outre, elles permettent de faciliter les travaux au cours de construction et d'assurer la circulation et le passage des engins. Elles ont une largeur de 2m à 4m avec des pentes de l'ordre de (‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales à l'aide des rigoles latérales.

On disposera d'une berme pour chaque talus.

Bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur	Pente
1 <sup>ère</sup> berme	910 NGA	910 NGA	3m	2 ‰

#### IV.5 Drains et filtres :

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage.

A cet effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est en général composé de drain et de filtre.

##### IV.5.1 Les drains :

Le système de drainage à deux parties fondamentales : de réception et d'évacuation.

Les conditions de drainage :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- On doit contrôler son fonctionnement.

Pour notre cas, on a proposé un tapis drainant avec prisme de drainage.

Le tapis de drainage est le plus approprié à notre digue, car d'une part, il sert à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif, et d'autre part, il intercepte les infiltrations à travers la fondation lorsqu'elle n'est pas complètement imperméable.

Pour le prisme de drainage, il est utilisé lorsque le niveau d'eau en aval est supérieur à l'épaisseur du tapis drainant, et dans cas, on le propose comme solution de drainage pour les barrages homogènes entre 10m et 15 m de hauteur.

Les dimensions de ce type de drainage sont données dans le tableau suivant.

**Tableau IV. 3** : Dimensions du tapis drainant et du prisme de drainage

<b>Tapis drainant</b>	Longueur		30 m
	épaisseur		0.8 m
<b>Prisme de drainage</b>	Hauteur		1.9 m
	Largeur en base du prisme		7.25 m
	Largeur en crête		2.5 m
	Fruit de talus	m <sub>1</sub>	1
		m <sub>2</sub>	1.5

#### IV.5.2 Les filtres :

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est recommandée dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Donc on doit utiliser un filtre pour bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les gradients de filtration augmentent au voisinage du drainage et provoquent souvent la déformation du sol de fondation et du drainage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain.
- Ils doivent être suffisamment fines pour éviter le phénomène de renard ;
- Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments ;
- Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps ;
- Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm comme taille maximale.

##### IV.5.2.1 Calcul des filtres :

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

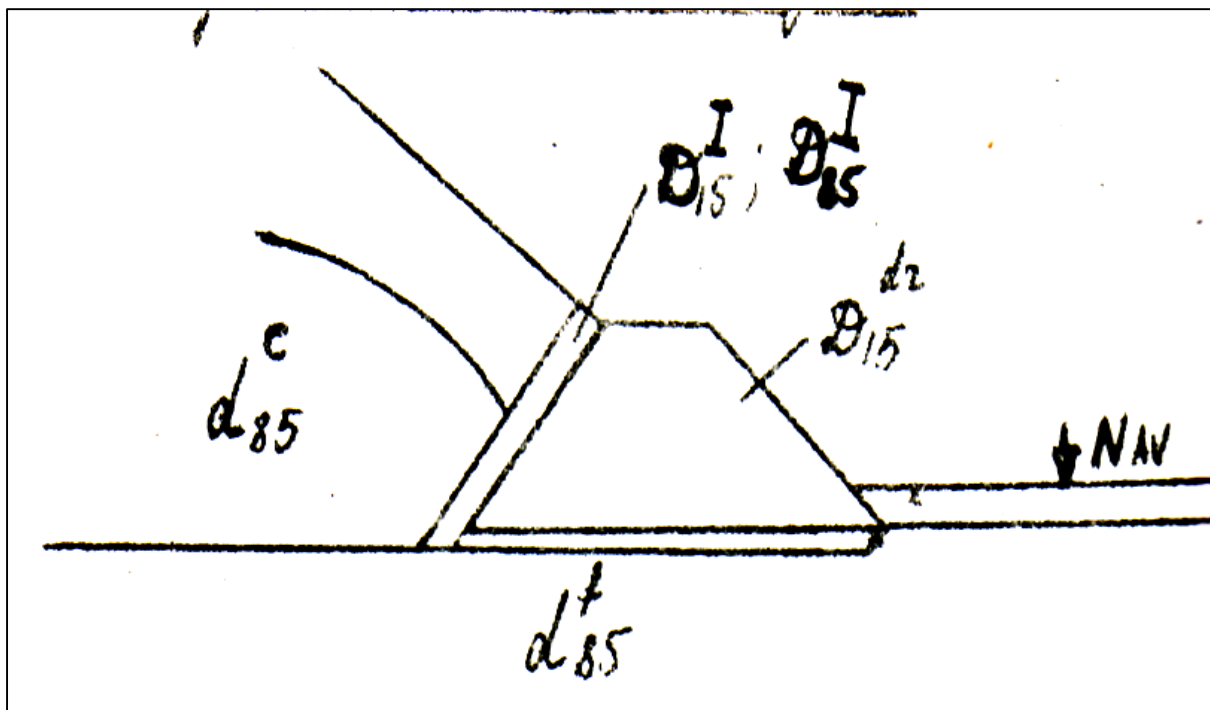
### ❖ Règles des filtres :

#### 1- Vérification de la nécessité de construire un filtre inversé selon la condition de Terzagui :

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

$D_{15}^{dr}$  : Diamètre du sol de drain correspondant à 15%, (diamètre du tamis lissant passer 15 % du poids des grains du sol).

$d_{85}$  : Diamètre du sol protégé correspondant à 85 %, (diamètre du tamis lissant passer 50 % du poids des grains du sol).



**Figure IV. 1 :** Principe de calcul d'une transition dans un Prisme de drainage (Mihoubi,2014)

$$D_{15} = 0,16 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,03 \text{ mm}$$

On trouve une valeur de  $4.85 > 4$  donc il est nécessaire de prévoir un filtre.

#### 2- Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard :

La condition de l'absence du renard au massif du sol est donnée par :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(IV.1)$$

$\eta$ : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, donné par :  $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité donnée par :  $n = n_0 - 0.1 \log \eta$  ;

$n_0 = 0,4$  : pour les sols caillouteux ;

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

#### 3- Vérification de la condition d'absence de déformation d'infiltration :

La condition d'absence de déformation d'infiltration est donnée par :

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

$D_{15}^I$  : Diamètre de filtre correspondant à 15 %.

$d_{85}$  : Diamètre du sol à protéger correspondant à 85 %.

❖ **Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères suivants :

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

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

On trace les limites des couches de filtres avec :

$D_{15}, D_{50}$  : Diamètre de filtre.

$d_{15}, d_{50}$  : Diamètre du sol à protéger.

➤ **Granulométrie du sol à protégé :**

$$d_{15} = 0.0006 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 0,005 \text{ mm} ;$$

$$d_{85} = 0,05 \text{ mm}$$

➤ **La première couche du filtre :**

C'est entre les terres du corps du barrage et la première couche du drain, aux limites suivantes :

$$0,007 \text{ mm} < D_{15} < 0,026 \text{ mm} ;$$

$$0,068 \text{ mm} < D_{50} < 0,322 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne donne les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.0165 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0.195 \text{ mm}.$$

➤ **La deuxième couche de filtre :**

On la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.187 \text{ mm} < D_{15} < 0.626 \text{ mm} ;$$

$$2.312 \text{ mm} < D_{50} < 11.168 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne donne les dimensions suivantes :

$$d_{15} = 0,4065 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 6.74 \text{ mm}.$$

❖ **Vérification des règles de filtre :**

- ◆ Les données de la 1ère couche sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4 :** Récapitulatif des données de la 1ère couche de filtre

D <sub>5</sub> (mm)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>17</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)
0.038	0.048	0.073	1.30

➤ **Condition 1 :** L'absence de phénomène de renard

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 5 :** Récapitulatif des résultats de la 1ère condition

Coefficient d'hétérogénéité $\eta$	Porosité n	$0.32\sqrt{\eta}(1 + 0.05\eta)\frac{n}{1-n}$	$\frac{D_5}{D_{17}}$	Condition
27.08	0.26	0.46	0.52	0.52 > 0.46

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

➤ **Condition 2 :** L'absence de déformation d'infiltration

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.0165}{1.7} = 0.01 < 4$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de déformation d'infiltration.

- ◆ Les données de la 2ème couche sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 6 :** Récapitulatif des données de la 1ère couche de filtre

D <sub>5</sub> (mm)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>17</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)
0.26	0.38	0.52	6.96

➤ **Condition 1 :** L'absence de phénomène de renard

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

**Tableau IV. 7 :** Récapitulatif des résultats de la 1ère condition

Coefficient d'hétérogénéité $\eta$	Porosité n	$0.32\sqrt{\eta}(1 + 0.05\eta)\frac{n}{1-n}$	$\frac{D_5}{D_{17}}$	Condition
18.31	0.32	0.47	0.50	0.50 > 0.47



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

➤ **Condition 2** : L'absence de déformation d'infiltration

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.4065}{8.80} = 0.046 < 4$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de déformation d'infiltration.

En conclusion on prévoit deux couches de filtre :

- Une couche de sable d'épaisseur de 15 cm.
- Une couche de gravier d'épaisseur de 15 cm.
- L'encrochement d'épaisseur de 30 cm.

#### IV.6 La clé d'étanchéité :

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. Elle est définie par les paramètres suivants :

- Une hauteur égale à 3 m. Cette hauteur diminue en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage égale à 0.5 m.
- Une largeur égale à 6 m.
- Pente des talus :  $m = 1$ .

#### IV.7 Etude des infiltrations :

Dans un barrage en terre formé de matériaux plus ou moins perméables, l'eau de la retenue a tendance à s'infiltrer dans le corps du barrage et dans les terrains d'assise, pour venir resurgir à l'aval. Ces infiltrations entraînent généralement deux principales conséquences, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage tel que :

- Les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable le débit de fuites devient trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

- La surélévation de la ligne de saturation :

Quand le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, les conditions de stabilité du talus aval seront altérées (cas de glissement), et elle fait apparaître le phénomène de renard.

L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation.
- La pression de l'eau interstitielle.
- Le débit de fuite.

**IV.7.1 Tracé de la ligne de saturation :**

La ligne phréatique à travers le corps de la digue correspondant à la pression hydrostatique nulle au sein du massif. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure IV.2)

KOZENY (1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \dots\dots\dots(IV.2)$$

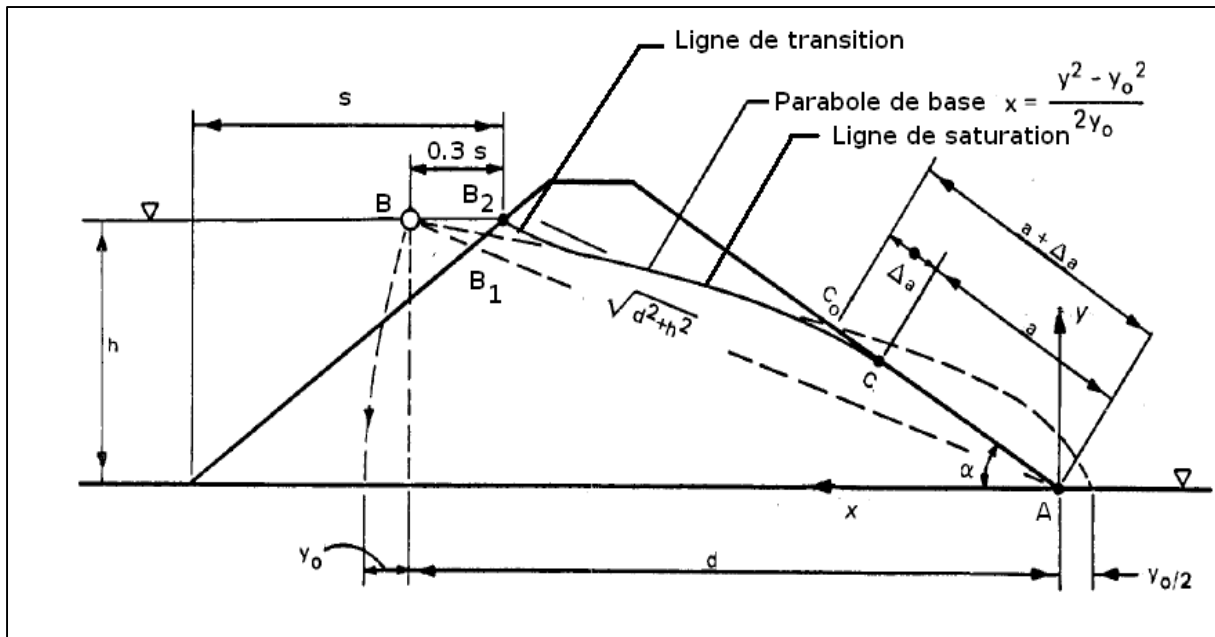
Pour :  $y = h$  et  $x = d$

$d$  : Distance du foyer A au point B ;

$b$  : Largeur de base du massif ;

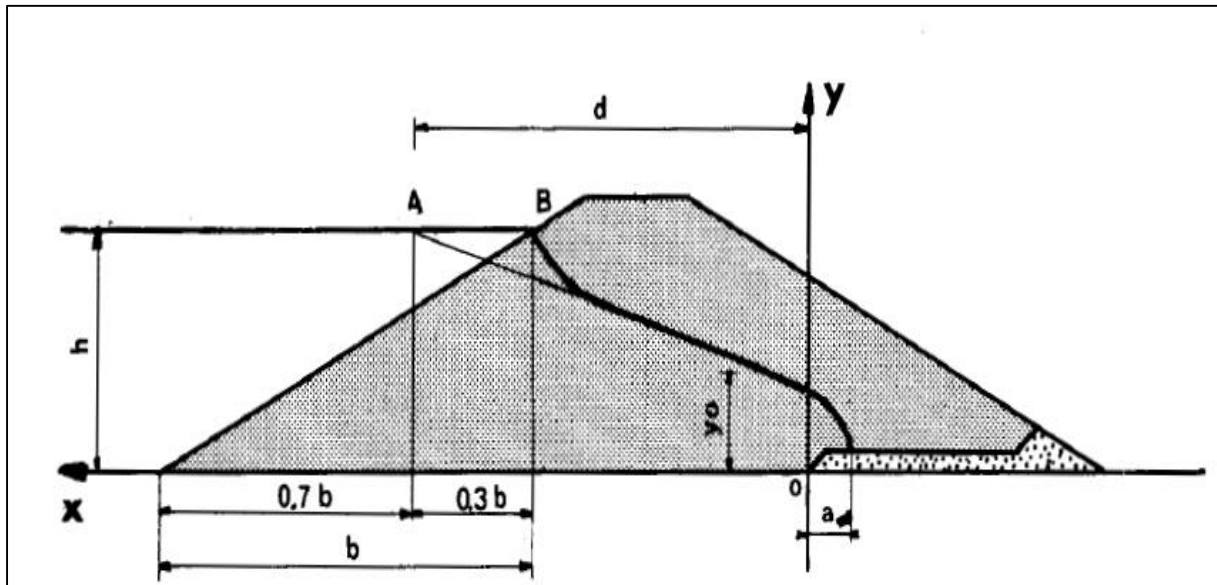
$y_0$  : différence entre la distance  $AB_2$  et sa projection horizontale  $s$ .

$s$  : Projection horizontale de la portion amont du massif en contact avec l'eau de la retenue.



**Figure IV. 2 :** Schéma de calcul de la ligne de saturation (Mihoubi, 2014)

Dans notre cas, la digue est munie d'un drain aval qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. Dans ce cas la parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation (figure IV.3).



**Figure IV. 3 :** Schéma de calcul de la ligne de saturation : cas d'un drain horizontal (Technique des barrages en aménagement rural)

Selon l'équation (IV.2) :

$$y = \sqrt{2xy_0 + y_0^2} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Pour déterminer  $y_0$  on a :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \iff x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$D'où : y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \dots\dots\dots(IV.4)$$

Aux conditions limites :  $x = d$  et  $y = h$

L'équation (IV.4) devient :

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots(IV.5)$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante au niveau normal de la retenue (NNR).

$$h = 10m$$

$$b = m_1 h \implies b = 30 m$$

$$d = 83 - (0.7b + 30) = 32 m$$

$$y_0 = 1.53 m$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante.

$$y^2 = 3.06 x + 2.34 \dots\dots\dots(IV.6)$$

D'après KOZENY, la parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé à une distance de « a » :

$$a = \frac{h_0}{2} = 0.77 \text{ m}$$

A partir de l'équation (IV.6), on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant

**Tableau IV. 8 :** Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.50	0.90	8	5.18
-0.26	1.24	10	5.74
-0.13	1.39	12	6.25
-0.06	1.47	14	6.72
-0.03	1.50	16	7.16
0	1.53	18	7.58
2	2.91	20	7.97
4	3.82	22	8.35
6	4.55	22.23	8.39

### IV.7.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue :

Le débit de fuite à travers la digue est déterminé par la loi de Darcy :

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots(IV.7)$$

q: débit spécifique d'infiltration en  $m^3/s/ml$ .

K : coefficient de perméabilité en m/s. ( $K = 3 \cdot 10^{-8}m/s$ )

I : gradient hydraulique, il est donné par :  $I = \frac{dy}{dx}$

A : section d'infiltration par unité de longueur, donnée par :  $A = y \cdot 1$

$$\text{Donc : } q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(IV.8)$$

$$\text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

$$\text{D'où : } q = K \cdot y_0 \dots\dots\dots(IV.9)$$

Le débit de fuite à travers la digue sera :

$$Q = q \cdot L \dots\dots\dots(IV.10)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau IV. 9 :** Débit de fuite à travers la digue

K (m/s)	Y <sub>0</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s/ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)
3.10 <sup>-8</sup>	1.53	4.59 × 10 <sup>-8</sup>	9.25 × 10 <sup>-6</sup>

### IV.7.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (IV.11)$$

K : Coefficient de perméabilité en m/s, ( $K = 5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ )

I : Gradient hydraulique, donné par :  $I = \frac{H}{L_b}$

H : Charge d'eau dans retenue en m ;  $H = 10 \text{ m}$

L<sub>b</sub> : L'emprise de barrage en m ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur, elle est donnée par :  $A = T \cdot 1$  ;

T : Profondeur du sol de fondation perméable ;  $T = 2.5 \text{ m}$

D'où :

$$q = K \cdot \frac{H}{L_b} \cdot T \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$q = 5 \times 10^{-6} \times \frac{10}{201.59} \times 2.5 = 6.2 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

Le débit de fuite à travers la fondation sera :

$$Q = q \cdot L \dots\dots\dots (IV.13)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

**Tableau IV. 10 :** Débit de fuite de la fondation

K (m/s)	T (m)	q(m <sup>3</sup> /s/ml)	Q (m <sup>3</sup> /s)
5 × 10 <sup>-6</sup>	2	6.2 × 10 <sup>-7</sup>	1.25 × 10 <sup>-4</sup>

### IV.7.4 Calcul du débit total de fuite à travers la retenue (digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m<sup>3</sup>/s) à travers la retenue est donné dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 11 :** Débit de fuite total

Digue	Fondation	Retenue
9.25 × 10 <sup>-6</sup>	1.25 × 10 <sup>-4</sup>	1.34 × 10 <sup>-4</sup>

Le débit total d'infiltration en une année à travers la retenue est :

$$Q_{an} = 4233.71 \text{ m}^3 / \text{an}$$

## IV.8 Etude de stabilité :

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de :

- Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- L'approximation avec laquelle on définissent les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique.

### IV.8.1 Hypothèses de calcul de stabilité de la digue :

L'étude de la stabilité des talus sur la fondation ne comprend pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire des hypothèses. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparait comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus.

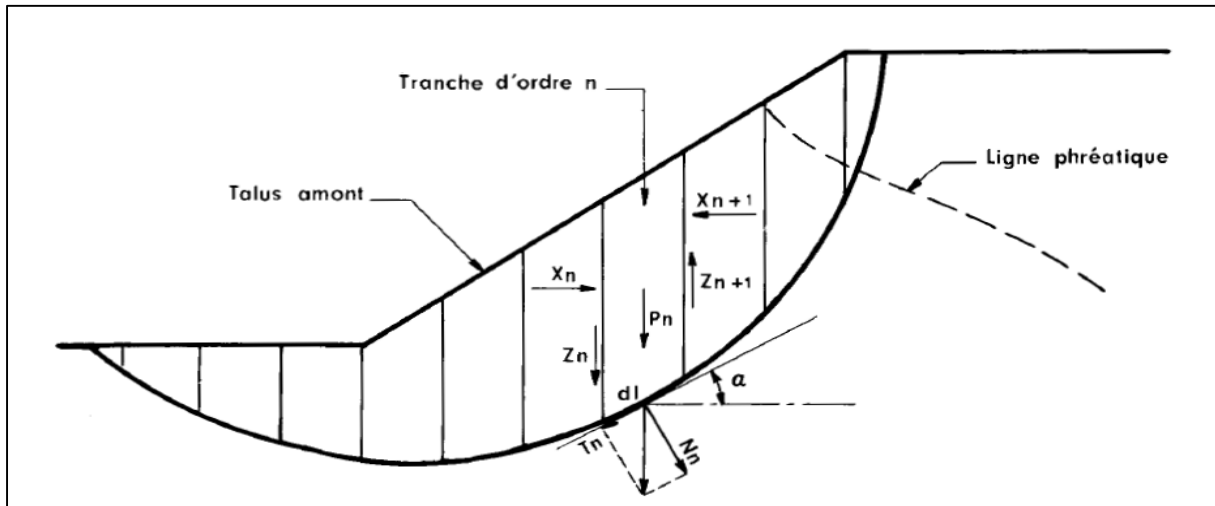
A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble ; à la limite du glissement le long du cercle ; on sait que le barrage et sa fondation quand elle est alluvionnaire, sont formés de terres dont la résistance au cisaillement  $\tau$  est fonction de la contrainte normale  $N$ , de la pression interstitielle  $U$  et des deux caractéristiques : cohésion  $C$  et angle de frottement interne  $\varphi$  , selon la relation suivante :

$$\tau = C + (N - U)tg \varphi \dots\dots\dots (IV.14)$$

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle. La méthode la plus couramment utilisée est celle de FELLENIUS.

### IV.8.2 Etude de l'équilibre des talus par la méthode de FELLENIUS :

Par définition, le coefficient  $F$  de sécurité au glissement est le rapport entre le moment cumulé des forces résistantes et celui des forces motrices. Le cercle qui conduit au coefficient minimal est le cercle critique. Il conduit au coefficient de sécurité du talus (figure IV. 4).



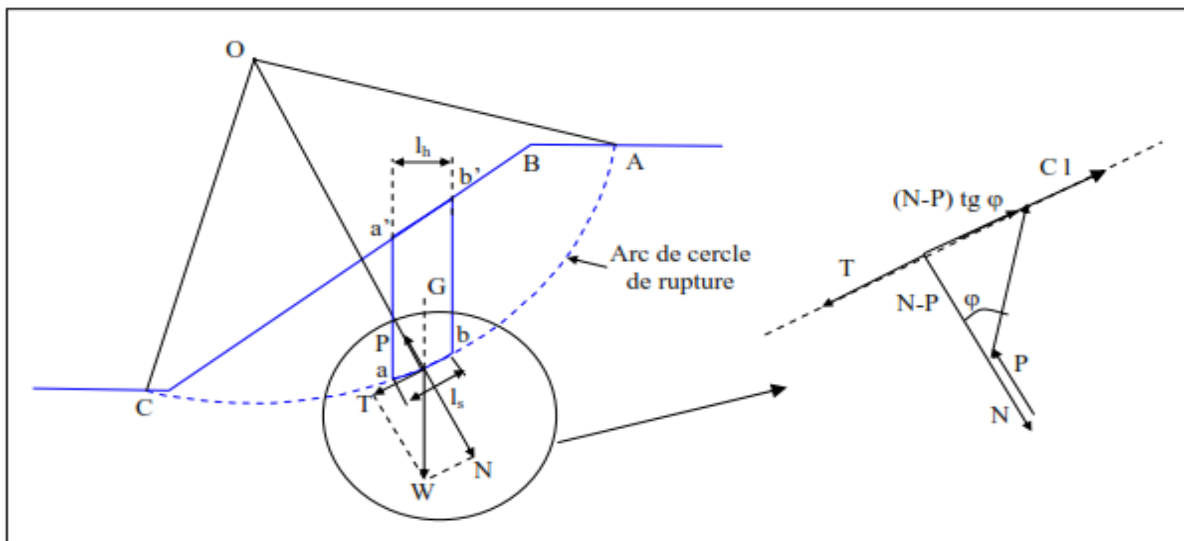
**Figure IV. 4 :** Définition du cercle de glissement par la méthode des tranches

Selon la méthode de FELLENIUS, il faut effectuer le bilan des forces pour une tranche (i) du cercle de glissement le plus critique, qui comprend les sollicitations suivantes :

- Poids de la tranche  $W_i$  : qui comprend le sol et l'eau en présence de la ligne phréatique.
- Les forces de réaction du sol de composante tangentielle  $T_i$  et normale  $N_i$ .
- Les pressions interstitielles.
- Les forces d'interaction sont négligeables, ce qui revient à dire que :

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Z_{n+1} - Z_n = 0$$



**Figure IV. 5 :** Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de FELLENIUS

Pour localiser le cercle critique, FONDEEV recommande de suivre quelques étapes pour disposer le centre de glissement dans une zone bien déterminée.

### IV.8.3 Détermination de la zone du cercle critique selon le principe de FONDEEV :

La méthodologie du tracé et de détermination du centre du cercle critique est effectuée comme suit :

- Tracer le profil en travers suivant une échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle de 85° avec le talus moyen.
- Tracer les arcs de deux cercles de rayons,  $R_{\min}$  et  $R_{\max}$  donnés par :

$$R_1 = K_1 H_b$$

$$R_2 = K_2 H_b$$

Avec :

$H_b$  : Hauteur totale du barrage,  $H_b = 13.06 \text{ m}$ .

$K_1, K_2$  : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant

**Tableau IV. 12 :** Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus

Fruit de talus	1	2	3	4	5	6
$k_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$k_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

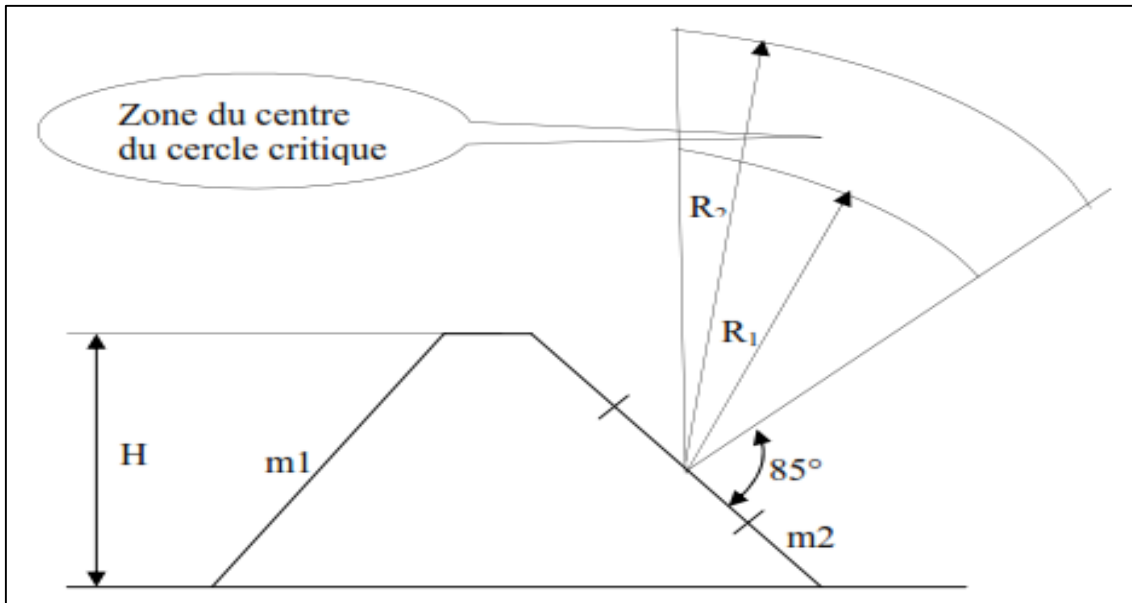
Pour notre retenue, les valeurs sont données dans le tableau suivant.

**Tableau IV. 13 :** Valeurs des  $R_1$  et  $R_2$

Talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	3	1	2.3	13.06	30.04
Aval	2.5	0.875	2.025	11.43	26.45

L'intersection de  $R_1$  et  $R_2$  avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).





**Figure IV. 6 :** Zone du centre du cercle critique selon principe de FONDEEV

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs  $b = 0.1R$ .
- Numéroté toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

**IV.8.4 Les forces agissant sur une tranche :**

**1- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (IV.15)$$

$G_i$  : Poids propre de la tranche.

$b$  : Largeur d'une tranche ( $b=0.1R$ ).

$h_i$  : Hauteurs des tranches .

$\gamma_i$ : Densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation c'est-à-dire densité à l'état saturé et densité sèche respectivement).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1 - n)\gamma_{sp}(1 + \omega) \dots\dots\dots (IV.16)$$

$\gamma_{sp}$ : Poids volumique spécifique du sol.

$\omega$ : Teneur en eau en fraction de l'unité.

$n$  : Porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{ss} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (IV.17)$$

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = \gamma_{ss} - \gamma_w \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec :  $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha \dots\dots\dots (IV.19)$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.20)$$

$N_n$  : Composante normale stabilisatrice.

$T_n$  : Composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{Nombre total des tranches}}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

### 2- Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (IV.21)$$

$dl$  : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche, elle est donnée par :

$$dl = \frac{b}{\cos \alpha} = \frac{2\pi \cdot R \cdot \theta}{360} \dots\dots\dots (IV.22)$$

$\theta$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

### 3- Force de cohésion :

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots (IV.23)$$

$C$  : Cohésion du sol considéré

### 4- Force de frottement :

La contrainte est donnée par :

$$\tau = (\sigma_N - U)tg\varphi \dots\dots\dots (IV.24)$$

En multipliant la contrainte par la surface, on obtient la force de frottement donnée par :

$$F_f = (\sigma_N \cdot dl - U \cdot dl)tg\varphi = (N_n - U_i dl)tg\varphi \dots\dots\dots (IV.25)$$

$\varphi$  : Angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

**5- Force de séismique :**

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = \frac{1}{R} G_i \cdot d_{ni} \cdot a \dots\dots\dots (IV.26)$$

$G_i$  : poids de la tranche.

$a$  : Coefficient de séisme.

$d_{ni}$ : Distance entre centre de gravité de la tranche et le centre de glissement du cercle de glissement.

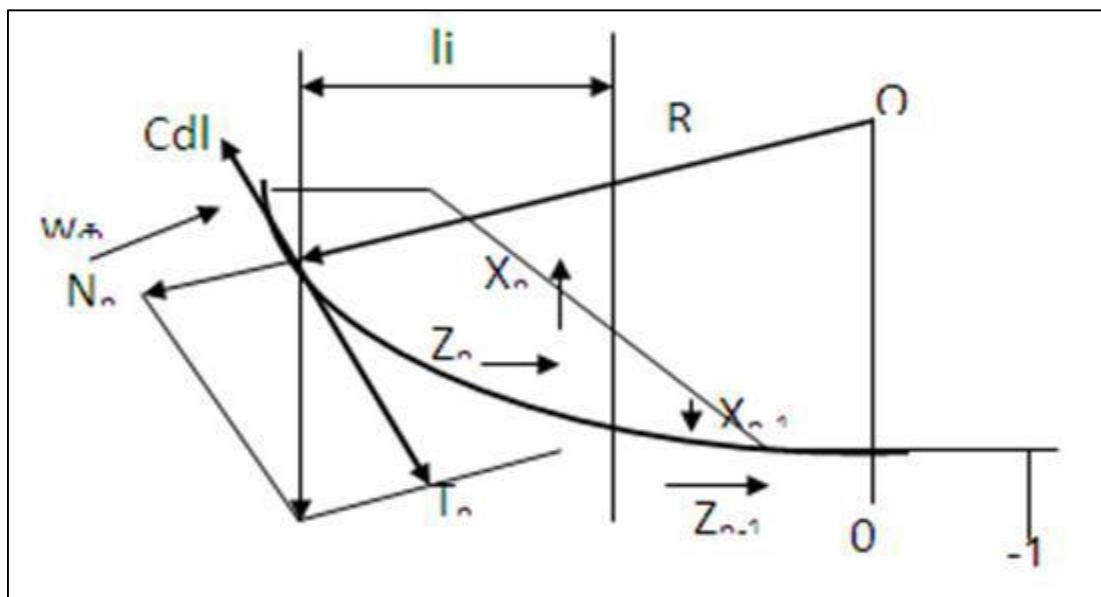


Figure IV. 7 : Schéma de calcul statique

**IV.8.5 Classement des forces :**

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

**1- les forces stabilisatrices :**

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{résistant}^t = R \sum_{i=1}^n [C_i \cdot dl_i + (G_i \cos \alpha - U_i \cdot dl_i) tg \varphi_i] \dots\dots\dots (IV.27)$$

**2- Les forces déstabilisatrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle ( $T_n$ ) (force de cisaillement) du poids ( $G_n$ ) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{moteur}^t = R \sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.28)$$

## IV.8.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle. La valeur de sécurité contre le glissement du terrain doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » défini dans ce tableau.

**Tableau IV. 14 :** Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1.20 :1.30	1.15 :1.20	1.10 :1.15	1.05 :1.10
Spéciales (avec séisme)	1.05 :1.10		1.05	

Le coefficient de sécurité «  $K_s$  » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue :

- 1- Fin de construction.
- 2- Opération ou exploitation (barrage plein).
- 3- Vidange rapide.

### 1- Retenue vide (fin de construction) :

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, 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.

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.29)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot d_{ni})} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \tan \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot d_{ni})} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.30)$$

$K_{ss}$  : Coefficient de sécurité sans séisme.

$K_{as}$  : Coefficient de sécurité avec séisme.

### 2- Retenue pleine (cas d'exploitation) :

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.31)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i \cdot a \cdot d_{ni})} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i \cdot a \cdot d_{ni})} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.32)$$

### 3- Vidange rapide :

La vidange rapide 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.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.33)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i \cdot a \cdot d_{ni})} = \frac{\sum G_i \cos \alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i \cdot a \cdot d_{ni})} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.34)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans l'annexe C. Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Tableau IV. 15 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation	Coefficient de sécurité		
	$K_{ss}$	$K_{as}$	
Fin de construction	Talus amont		
	$R_1 = 25 m$	2.25	2.06
	$R_2 = 28 m$	2.27	2.17
	$R_3 = 22 m$	2.54	2.26
	$R_4 = 19 m$	2.61	2.26
	$R_5 = 20 m$	2.66	2.43
	Talus aval		
	$R_1 = 22 m$	2.10	1.95
	$R_2 = 26.96 m$	2.17	2.08
	$R_3 = 30 m$	2.08	1.95
	$R_4 = 34 m$	1.85	1.76
	$R_5 = 26 m$	1.58	1.51
Fonctionnement normal	Talus aval		
	$R_1 = 26.55 m$	2.03	1.94
	$R_2 = 26.92 m$	2.09	2.01
	$R_3 = 25 m$	2.07	1.97
	$R_4 = 24 m$	2.25	2.19
	$R_5 = 26 m$	1.71	1.66
Vidange rapide	Talus amont		
	$R_1 = 26.8 m$	2.44	2.14
	$R_2 = 27.9 m$	2.31	2.05
	$R_3 = 20 m$	2.76	2.23
	$R_4 = 30 m$	1.88	1.66
	$R_5 = 33 m$	1.71	1.50

D'après ces résultats obtenus pour les différents types de fonctionnement, on conclue que la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

**Conclusion :**

La conception détaillée de la digue, nous a permis de donner le profil général de la digue, dimensionner les filtres, étudier les infiltrations et vérifier la stabilité des talus pour conclure que la variante choisie « digue homogène » est adéquate à notre retenue collinaire.

# Chapitre V

## Conception détaillée des ouvrages annexes



## Introduction :

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres. Ces ouvrages annexes comprennent la vidange de fond, la prise d'eau et l'évacuateur de crues.

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

### V.1 Vidange de fond :

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable. Donc, la plupart des barrages et des retenues collinaires doivent être munis d'un ouvrage placé en fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation importante.

La vidange de fond destinée à assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours, en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages ou pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides), de ses ouvrages annexes et des parties amont du barrage (prise, vidange, parement amont du barrage). L'entonnement de l'ouvrage doit être disposé, autant que faire se peut, plus bas pour assurer le rabattement du volume de retenue. Cet ouvrage est également utilisé pour assurer les débits utiles de consommation et la dérivation des eaux durant la période de construction des retenues collinaires et des barrages ; ainsi que le contrôle du premier remplissage de la retenue.

#### V.1.1 Choix de l'ouvrage de vidange :

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour de gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Cet ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

##### ➤ Conduite de vidange en charge :

Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses ou entraîner la formation de renards. On adopte généralement une conduite en acier enrobé en béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai.

##### ➤ Conduites à écoulement libre :

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

- Un tuyau de gros diamètre en acier.
- Une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde.

♦ **Choix de la variante :**

La retenue de notre projet est de classe IV, donc la capacité de l'évacuation de l'eau n'est pas vraiment importante. Une conduite en charge suffit pour transporter les eaux.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

♦ **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :**

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction de type des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

**I.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :**

L'écoulement étant incompressible et homogène, le débit volumique se conserve entre la section d'entrée de surface S et la section de sortie de la conduite.

Le niveau d'eau H diminue au fur et à mesure de l'écoulement donc est variable avec le temps. Il s'obtient par conservation du débit à l'altitude H et au point de vidange. L'équation du débit est donnée par :

$$Q = \frac{dV}{dt} \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

$$Q = \mu A \sqrt{2gH} \dots\dots\dots(V.2)$$

$$dV = SdH \dots\dots\dots(V.3)$$

En remplaçant l'équation (V.2) et (V.3) dans l'équation (V.1), on obtient :

$$Qdt = -SdH \implies \mu A \sqrt{2gH} dt = -SdH \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma\zeta + \lambda \frac{L}{D}}} \dots\dots\dots(V.5)$$

$$\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}} \dots\dots\dots(V.6)$$

$\mu$  : Coefficient de débit ;

A : surface de la vanne (m<sup>2</sup>) ;  $A = \pi D^2 / 4$

H : dénivellation de l'eau (m) ;  $H = Z_i - Z_0$

$Z_i$  : cote initiale dans le réservoir ;

$Z_0$  : cote dans l'axe de la vanne ;

$\Sigma\zeta$  : somme de coefficient de perte de charge = 1.5 ;

$\lambda$  : coefficient de perte par friction ;

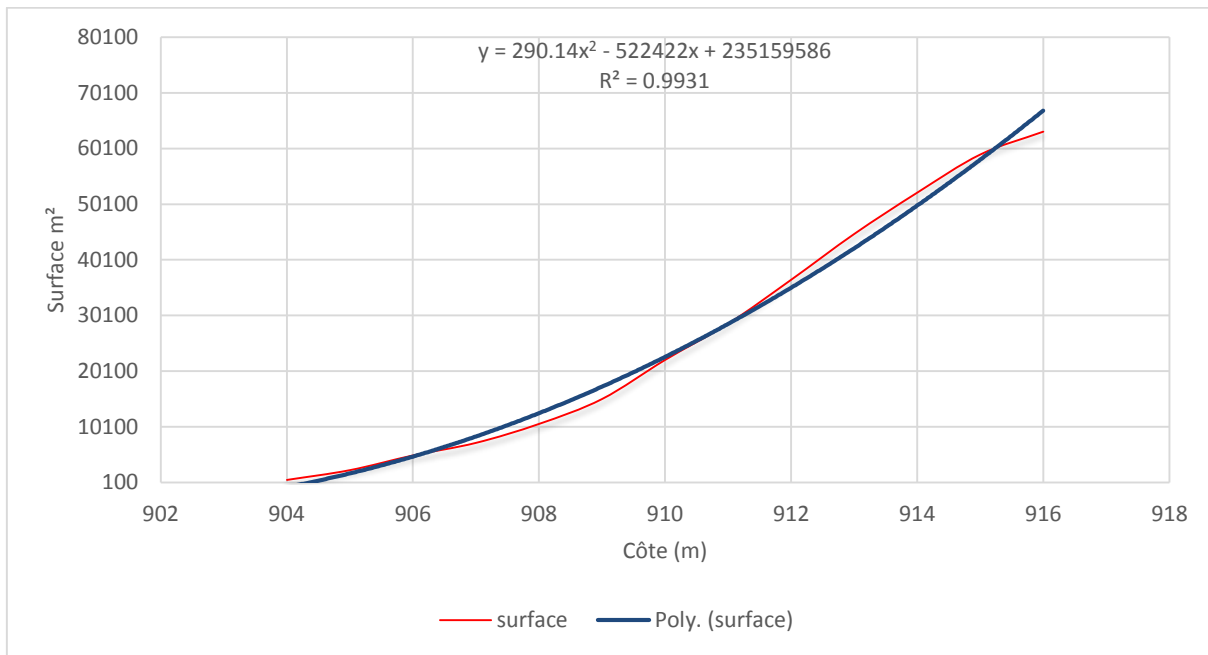
$L$  : longueur du tuyau (m) ;  $L = 100m$

$D$  : diamètre (mm) ;

$S$  : surface du plan d'eau (équation de la courbe capacité hauteur) (m<sup>2</sup>) ;

$dH$  : variation de hauteur (m).

A partir de la courbe surface-hauteur, on détermine l'équation de la courbe de tendance, représentée dans la figure suivante :



**Figure V. 1 :** Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

En intégrant l'équation (V.4), on obtient :

$$\int_0^T Q dt = - \int_{908.5}^{913} S dh \dots\dots\dots(V.7)$$

$$T = \frac{1}{\mu A \sqrt{2g}} \int_{908.5}^{913} (290.14h^2 - 522422h + 235159589) h^{-1/2} dh$$

$$T = \frac{4}{\pi D^2 \sqrt{2g}} \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta + \frac{0.021L}{D^{1.3}}}} \int_{908.5}^{913} (290.14h^2 - 522422h + 235159589) h^{-1/2} dh$$

Pour plusieurs diamètres on calcule le temps de vidange correspondant. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 :** Temps de vidange pour différents diamètres

Diamètres (mm)	Temps de vidange (h)
100	183.2
200	69.1
300	38.3
400	24.9
500	17.6
600	13.2

**Tableau V. 2 :** Calcul des vitesses

Diamètres (mm)	Temps de vidange (h)	Section (m <sup>2</sup> )	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)
100.00	183.20	0.01	0.23	29.05
200.00	69.10	0.03	0.60	19.25
300.00	38.30	0.07	1.09	15.44
400.00	24.90	0.13	1.68	13.36
500.00	17.60	0.20	2.37	12.09
600.00	13.20	0.28	3.16	11.20

D'après ces résultats, on remarque que la vitesse est importante, et supérieure à la vitesse admissible de la conduite en acier. Donc on propose de faire deux conduites identiques, et on recalcule la vitesse. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

**Tableau V. 3 :** Calcul des vitesses dans le cas de deux conduites

Diamètres (mm)	Temps de vidange (h)	Vitesse (m/s)
100.00	183.20	7.26
200.00	69.10	4.81
300.00	38.30	3.86
400.00	24.90	3.34
500.00	17.60	3.02
600.00	13.20	2.80

On opte deux conduites de diamètre Ø400, pour un temps de vidange de 24h54min. Le débit évacué aura une vitesse de **3.34 m/s**.

## V.2 La prise d'eau :

La prise d'eau peut être fixée au fond de la retenue. Elle peut consister en un simple piquage en dérivation à l'extrémité aval de la conduite de vidange. Elle est généralement groupée avec l'ouvrage de vidange, sauf lorsque la prise se fait par pompage ou par siphonage par-dessus de barrage. Cet ouvrage permet d'assurer le débit de pointe de la demande entre le niveau normal de la retenue et le niveau les plus basses eaux. Il fait transiter l'eau de consommation dans le bief aval ou dans un canal disposé à l'aval sur l'une des rives de la vallée, destiné à l'irrigation ou à l'alimentation en eau potable.

## V.2.1 Choix de l'ouvrage de prise d'eau :

L'ouvrage de prise d'eau peut être de plusieurs types tels que :

### ➤ **Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite enterrée en âme tôle ou en acier enrobé de béton. Il est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et regroupe les organes de commande au pied aval de la digue. En outre, il présente le fonctionnement non séparé avec la vidange et il garde un seul niveau de prise.

### ➤ **Prise d'eau flottante :**

Dans ce cas, les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante. Or, le coût de cet ouvrage est très important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

### ➤ **Tour de prise :**

La tour de prise permet le prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise - vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), de plus elle est sensible aux secousses dues aux séismes.

### ◆ **Choix de la variante :**

De point de vue économique, on rassemble la prise d'eau avec la vidange de fond. Donc la variante choisie est la conduite en charge.

## V.2.2 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de la prise d'eau est en fonction de la demande en eau durant la consommation de pointe. Etant donné l'usage de cette retenue est destiné à l'irrigation donc la consommation maximale est celle du mois de Février :  $V_{max} = 129080 \text{ m}^3$ .

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots\dots\dots(V.8)$$

T : temps de prise (T=26 jours, chaque jour 12h de fonctionnement).

$$Q_{max} = 0.115 \text{ m}^3/s$$

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

$\mu$  : Coefficient de débit ;

S : section de la conduite en  $\text{m}^2$

H : charge d'eau minimale (m),  $H = 4.5\text{m}$

La surface est :  $S = 0.041 \text{ m}^2$

$$\text{Le diamètre de la conduite est } D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0.228 \text{ m}$$

On prend un diamètre de 250mm ( $\text{Ø}250$ ).

Le diamètre de la conduite de vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise d'eau). Donc on prend un diamètre de 400mm ( $\text{Ø}400$ ).

Dans ce cas, le débit évacué aura une vitesse de  $0.92 \text{ m/s}$ .

### V.3 Ouvrages d'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue est un élément-clé dans la sécurité d'un barrage. En effet, il permet de faire transiter les débits de crue en toute sécurité et d'éviter ainsi une surverse qui pourrait avoir des conséquences dramatiques.

Les ouvrages d'évacuateur de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, ces ouvrages doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus de la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued.

#### V.3.1 Différents types d'évacuateurs de crue :

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

##### ➤ Evacuateurs de surface :

Il s'agit du type le plus communément utilisé et aussi le plus fiable. L'évacuateur de surface débute par un seuil. Ce seuil dans un chenal à faible pente qui amène l'eau à l'aval de la digue. L'eau emprunte ensuite le coursier dont la pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et celui de l'oued à l'aval. Le coursier aboutit soit directement dans l'oued (différence de cote faible), soit dans un bassin d'amortissement (cas de forte pente).

L'évacuateur de surface est placé selon les deux cas :

- déversoir latéral : latéralement à l'axe du barrage sur une rive.
- déversoir frontal : parallèlement à l'axe du barrage.

##### ➤ Evacuateur en charge :

Ils peuvent être du type puits ou type siphon.

L'évacuateur en puit est un ouvrage en béton de forme circulaire. Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation.

L'évacuateur en siphon est constitué d'une simple conduite qui fonctionne par aspiration. Cette conduite peut être incorporée dans la digue ou, de préférence, posée dans une tranchée latérale creusée dans la berge. Des grilles installées à l'entrée de l'évacuateur permettent d'éviter l'obstruction par les corps flottants.

### V.3.2 Critères de choix de type de l'évacuateur de crue :

Le choix du type d'évacuateur de crue intègre également de nombreux éléments dont un des premiers est le type de barrage retenu. Il dépend aussi de :

- La nature de la fondation.
- L'importance des débits à évacuer.
- La disponibilité en matériaux.
- La dénivellation entre la cote des plus hautes eaux et celle du lit de l'oued dans la zone de rejet des eaux à l'aval.
- De la nature des roches sur les deux rives au niveau du site retenu.
- L'optimum économique.

### V.3.3 Choix de la variante :

L'emplacement, le type et la taille de l'évacuateur de crue sont essentiels pour garantir des opérations d'évacuation fiables et sûres qui répondent aux besoins opérationnels du projet. Dans notre cas, l'évacuateur de crue est placé dans la zone dégagée ou la pente du versant est faible et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte, ce qui permet de diminuer le volume des tassements. Dont, il s'agit d'un évacuateur latéral à entonnement frontal sur la rive droite du site retenu. C'est la meilleure disposition du point de vue hydraulique.

### V.3.4 Constitution de l'ouvrage :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

- 1- Canal d'approche.
- 2- Déversoir.
- 3- Chenal d'écoulement.
- 4- Convergent.
- 5- Coursier.
- 6- Bassin de dissipation.

### V.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue :

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crue, on a besoin des données suivantes :

**Tableau V. 4 :** Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue

Paramètres	Valeurs
Débit maximum à évacuer	63.92 m <sup>3</sup> /s
Largeur déversante	15 m
Charge hydraulique au-dessus du déversoir	1.6 m

## V.4.1 Canal d'approche :

Le canal d'amené (canal d'approche) a pour but de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement. Le tronçon d'entrée dans le canal d'approche doit être convergent donc on considère que la section est trapézoïdale. La vitesse d'approche ( $V_a$ ) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche, elle est donnée par la formule suivante :

$$V_a = \frac{Q_{ev}}{S_c} \dots\dots\dots(V.9)$$

$V_a$  : vitesse d'approche en (m/s)

$Q_{ev}$  : Débit maximum à évacuer en ( $m^3/s$ ) ,  $Q_{ev} = 63.92 m^3/s$

$S_c$  : Section du canal d'approche en ( $m^2$ ) ,  $S_c = (B + b) \times H/2$

$b$  : Largeur du déversoir en (m) ;

$H$  : Charge d'eau en (m),  $H = h + P$  ;

$P$  : Hauteur de pelle en (m) ;

$h$  : Lane déversante en (m).

$$V_a = 1.11 m/s.$$

$$V_a < V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2)m/s \implies \text{Pas de risque d'érosion.}$$

### ♦ Hauteur des murs du canal d'approche :

La hauteur du mur est donnée par la formule suivante :

$$H_m = h + P + R$$

$h$  : Lane déversante en (m)

$P$  : Hauteur de pelle en (m) ; ( $P = 1.7 m$ )

$R$  : Revanche en (m), ( $R = 1.16 m$ )

$$H_m = 4.5 m.$$

### ♦ Longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 10m.

## V.4.2 Déversoir :

Les caractéristiques de l'écoulement dans un déversoir dépendent de sa géométrie. La forme d'un tel profil dépend de la hauteur, de l'inclinaison de la surface amont de la section de trop-plein et de la hauteur de la section de trop-plein au-dessus du plancher du canal d'entrée (qui influe sur la vitesse d'approche de la crête). Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir un profil de type USBR « United States Bureau of Reclamation ».



Le profil de type USBR est caractérisé par une partie amont, qui est représentée soit par une courbe simple et une tangente, soit par une courbe circulaire ; et par une partie en aval définie par l'équation suivante :

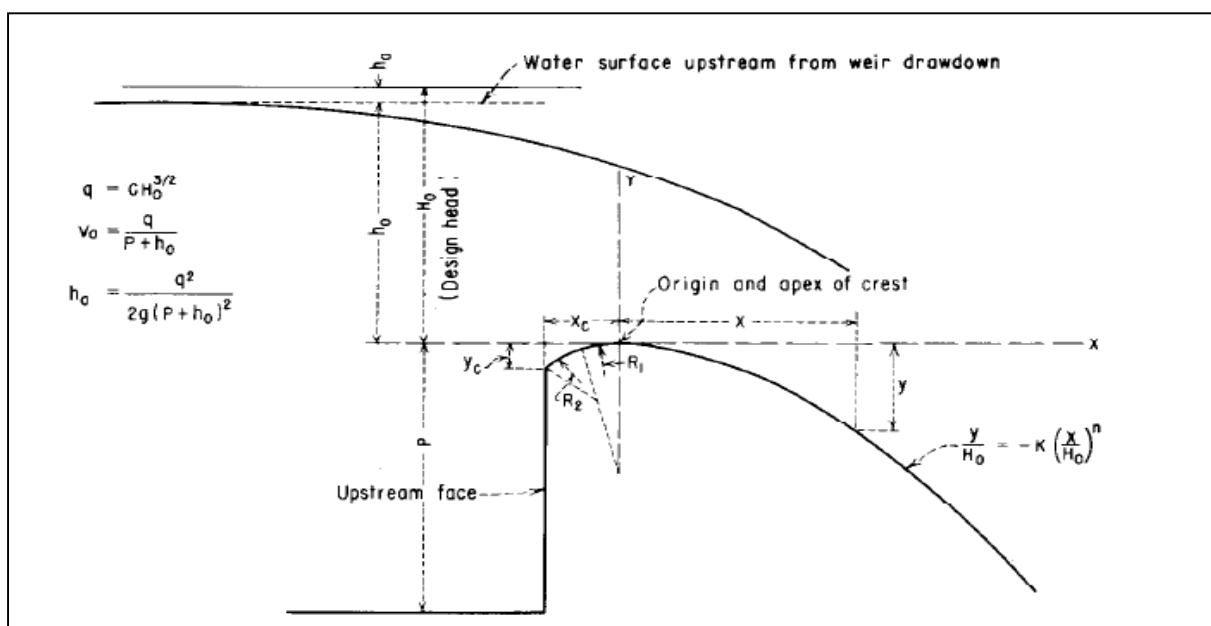
$$\frac{Y}{H_0} = -K \left( \frac{X}{H_0} \right)^n \dots\dots\dots (V.10)$$

X, Y : coordonnées du profil USBR ;

K, n : paramètres dépendent de l'inclinaison en amont et de la vitesse d'approche

H : charge au-dessus du déversoir en (m).

La figure suivante montre la construction géométrique approchée et les différents paramètres du profil USBR du déversoir.



**Figure V. 2 :**Paramètre du profil du déversoir de type USBR (Design of small dams)

◆ **Calcul des paramètres du profil amont d'un déversoir USBR :**

On a :

$$q = 4.65 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_0 = 0.063 \text{ m}$$

$$H_0 = 1.663 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{H_0} = 0.04$$

Pour les valeurs de  $X_c$ ,  $Y_c$ ,  $R_1$  et  $R_2$  sont déterminées selon les abaques suivants :

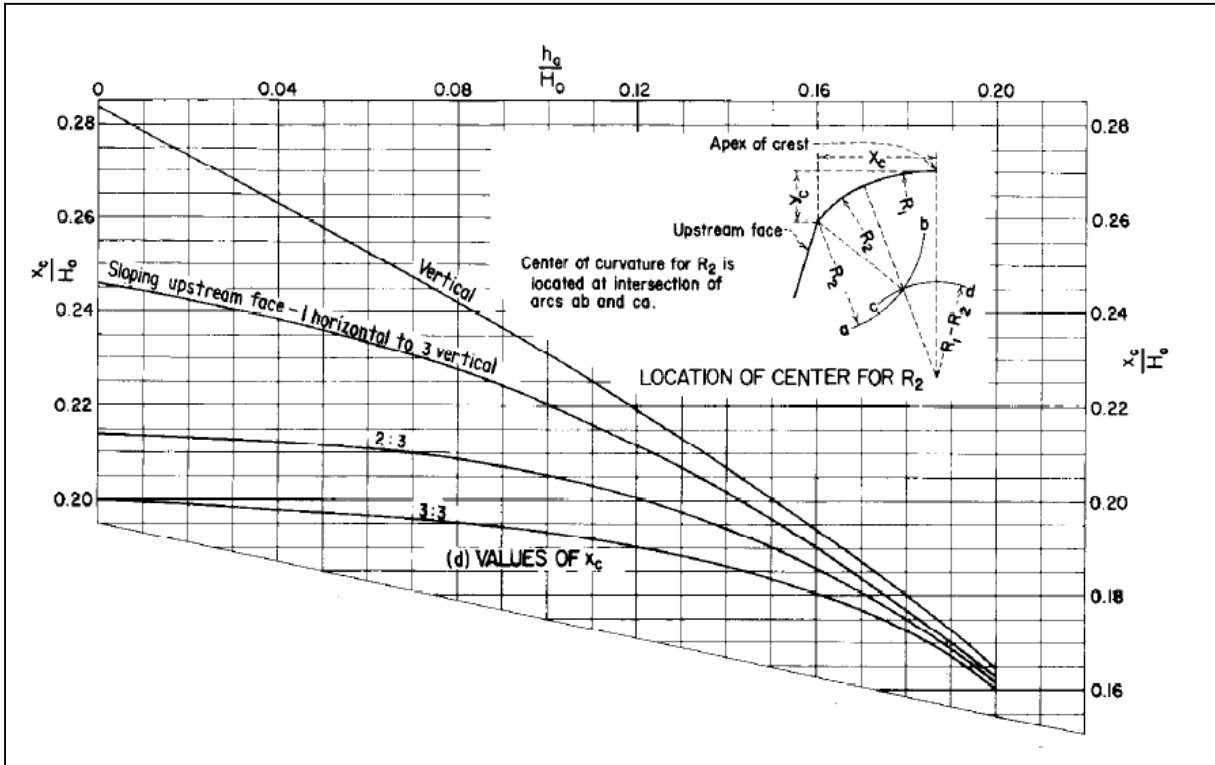


Figure V. 3 : Valeurs de  $X_c$  (Design of small dams)

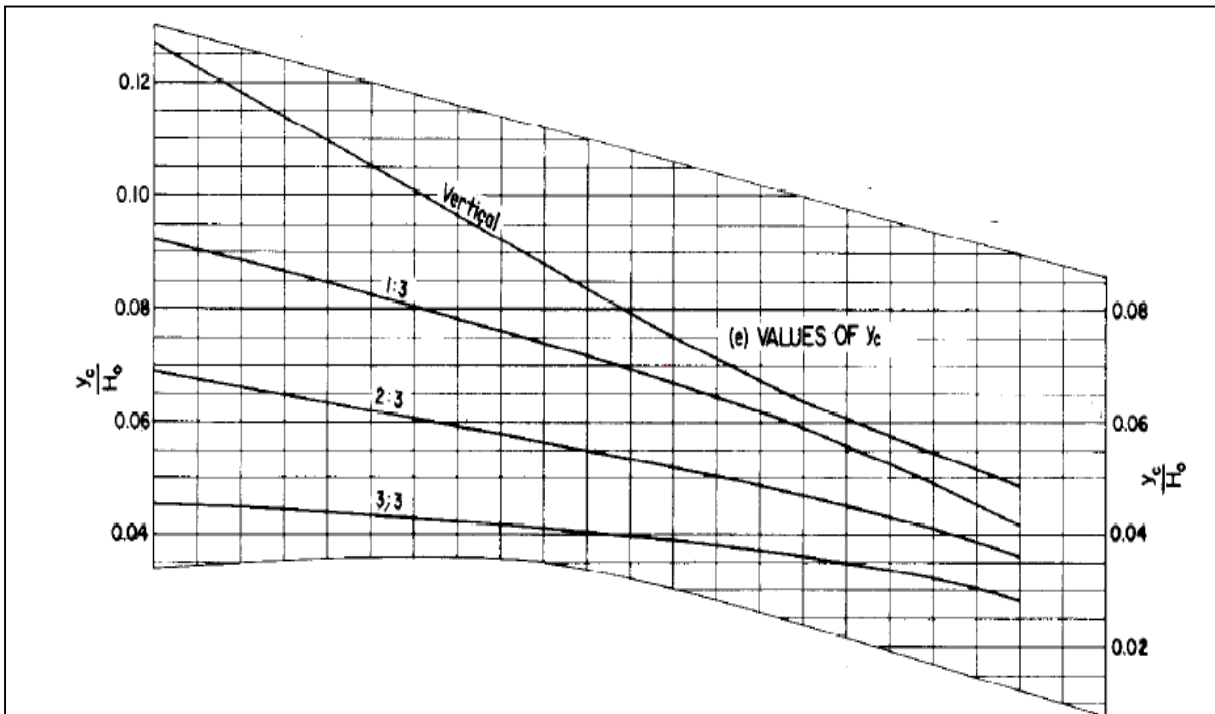


Figure V. 4 : Valeurs de  $Y_c$  (Design of small dams)

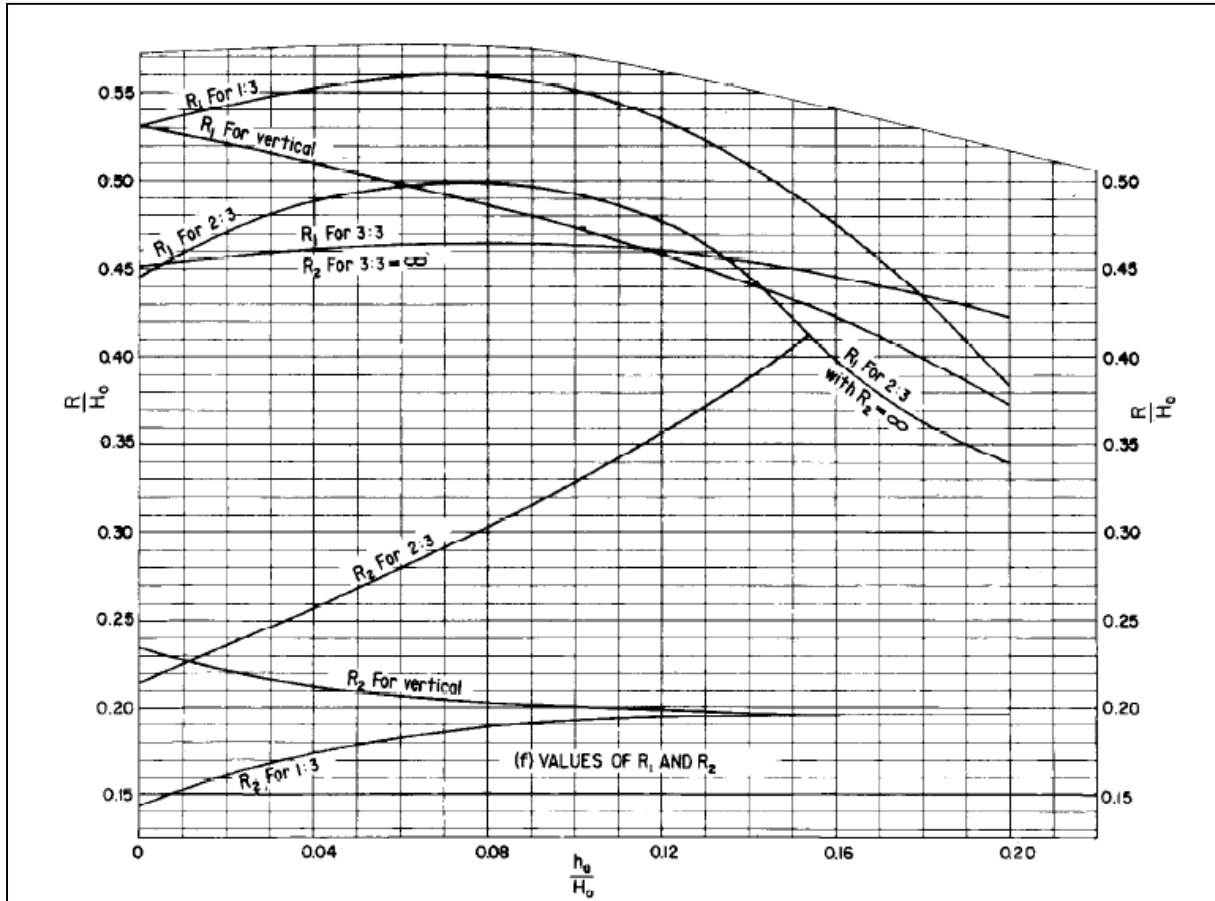


Figure V. 5 : Valeurs de  $R_1$  et  $R_2$  ( Design of small dams)

On opte les résultats suivants :

$$X_c = -0.265 H_0 = -0.44 \text{ m}$$

$$Y_c = -0.11 H_0 = -0.18 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.51 H_0 = 0.85 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.21 H_0 = 0.35 \text{ m}$$

♦ **Calcul des paramètres du profil aval d'un déversoir USBR :**

Les coordonnées du profil aval du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression

suivante :  $\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0}\right)^n$ , tel que K et n sont déterminés selon l'abaque suivant :

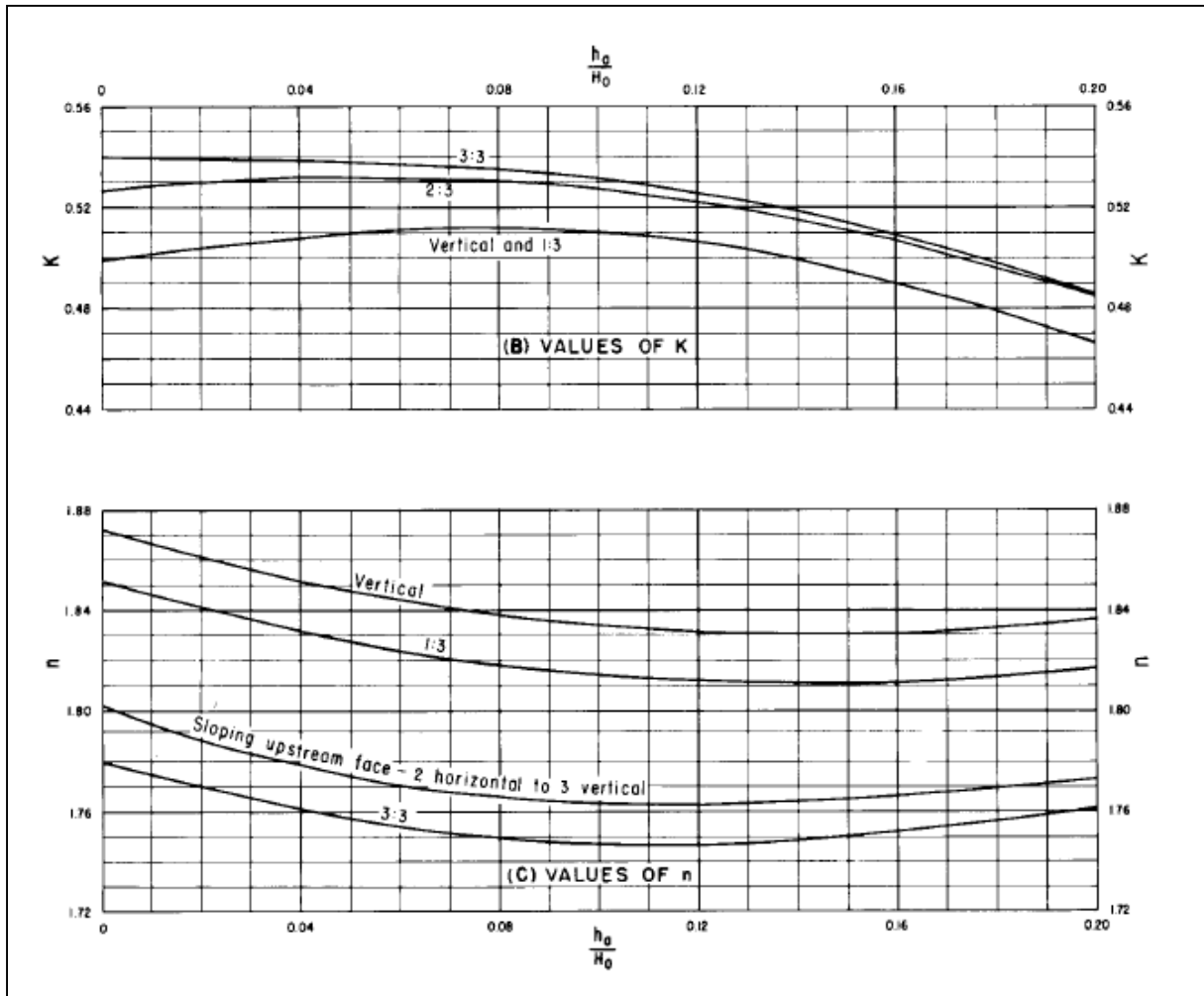


Figure V. 6 : Valeurs des paramètres K et n ( design of small dams)

On opte les valeurs suivantes :

$$K = 0.508$$

$$n = 1.85$$

Ce qui donne l'équation suivante :  $\frac{Y}{H_0} = -0.508 \left(\frac{x}{H_0}\right)^{1.85}$

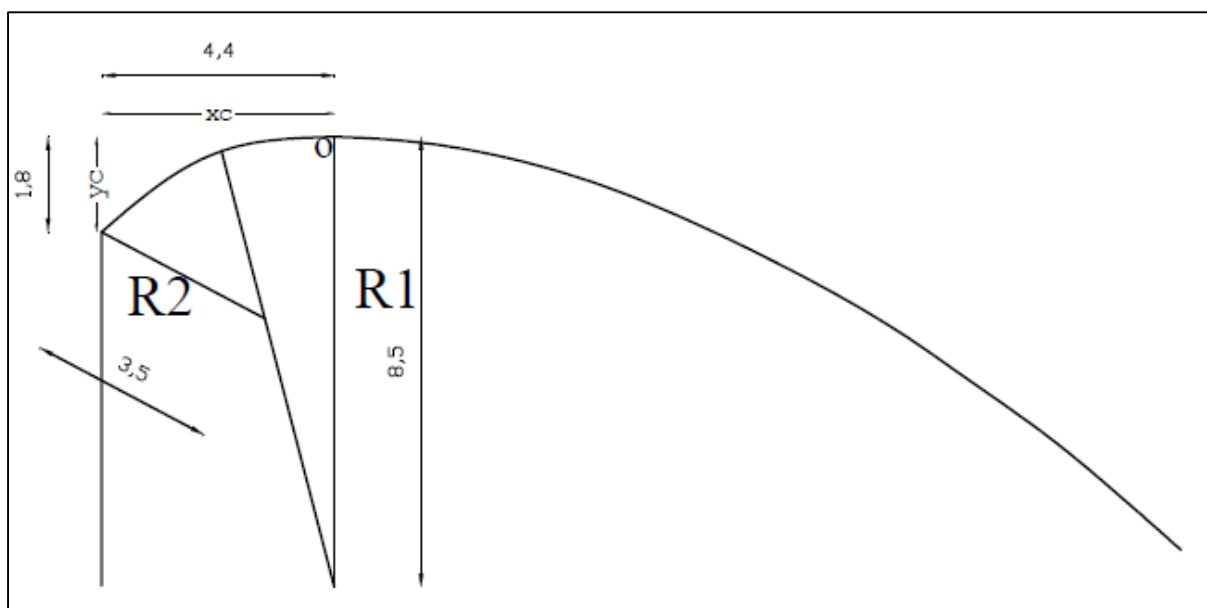
Les coordonnées du profil aval de déversoir pour une charge  $H = 1.6 \text{ m}$  sont données dans le tableau suivant :

Tableau V. 5 : Coordonnées du profil aval du déversoir

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0.1	-0.005	0.9	-0.271
0.2	-0.017	1.0	-0.330
0.3	-0.036	1.1	-0.393
0.4	-0.061	1.2	-0.462

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0.5	-0.091	1.3	-0.536
0.6	-0.128	1.4	-0.614
0.7	-0.170	1.5	-0.698
0.8	-0.218	1.6	-0.787

Les détails du profil USBR de notre déversoir sont donnés dans la figure suivante.



**Figure V. 7:** Profil du déversoir USBR (Echelle : **1/50** )

### V.4.3 Chenal d'écoulement :

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement le déversoir, ce dernier est de forme rectangulaire, sa longueur est déterminée selon la topographie elle est égale à 3 m avec une pente assurant un régime de type fluvial entre (0.1% et 0.2%) ;  $i=0,15\%$

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique " $h_c$ " et la pente critique.

◆ **Calcul de la hauteur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (V.11)$$

Q : Débit à évacuer ( $m^3/s$ ),  
 b : largeur du chenal,  $b = 15m$

$g$  : l'accélération de pesanteur,  $g = 9,81m/s$

$h_c = 1.23 m$

♦ **Calcul de la profondeur normale :**

$$Q = C \cdot S \sqrt{RI} \dots\dots\dots(V.12)$$

$Q$  : débit à évacuer ( $m^3/s$ ) ;

$S$  : section du chenal ( $m^2$ ) ;  $S = b \times hn$ .

$I$  : pente du chenal ;  $I = 0,15 \%$

$C$  : coefficient de Chezy ;  $C = R^{1/6} n$ .

$h_n = 1.33 m$

♦ **Calcul de la pente critique :**

$$Q = K \times S \times R_h^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots(V.13)$$

$Q$  : débit à évacuer ( $m^3/s$ ) ;

$R_H$  : rayon hydraulique en (m) ;

$I$  : pente en (m/m) ;

$S$  : section mouillée ( $m^2$ ) ;

$K$  : coefficient de Manning –Strickler

$I_c = 0.19\%$

$$I = 0.15\% < I_c = 0.19\%$$

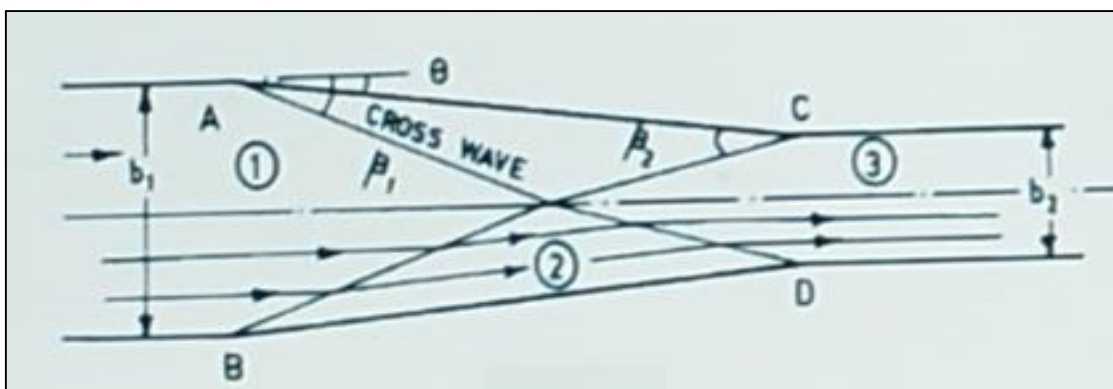
$$h_c = 1.23 < h_n = 1.33$$

} Le régime d'écoulement est fluvial.

**V.4.4 Convergent :**

Le convergent est un ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le 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. Le passage en écoulement torrentiel au niveau du coursier est assuré par le rétrécissement des parois.

La longueur du convergent est obtenue directement du plan topographique, elle est de 26.50m



**Figure V. 8 :** Schéma d'un convergent ( KHATSURIA, 2005)

ICOLD (1992) a suggéré des équations reliant les paramètres  $\theta$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $F_1$  et  $F_2$ , pour un angle de contraction inférieur à  $10^\circ$ .

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1}{2F_1} \left( \frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \dots\dots\dots(V.14)$$

Le rapport de nombre de Froude est :

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{b_2}{b_1} \right) \dots\dots\dots(V.15)$$

$\theta$  : angle de contraction en  $^\circ$  ;

$b_1$  : largeur amont du convergent, égale à la largeur du déversoir en (m), ( $b_1 = 15 \text{ m}$ ) ;

$b_2$  : largeur aval du convergent, liée à l'optimisation du coursier en (m), ( $b_2 = 5 \text{ m}$ ) ;

$F_1$  : nombre de Froude à l'amont du convergent ;

$F_2$  : nombre de Froude à l'aval du convergent ;

♦ **Détermination des paramètres hydraulique :**

**1- Calcul de  $h_1$  :**

En tout point du convergent, on suppose que l'écoulement est uniforme et régit par l'équation de Manning :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(V.16)$$

$Q$  : débit déversant en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ( $Q = 63.92 \text{ m}^3/\text{s}$ )

$S$  : section mouillée en ( $\text{m}^2$ ), donnée par :  $S = b \times h_n$

$R$  : rayon hydraulique en (m), donné par :  $R = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}$

$n$  : coefficient de Manning ( $n=0.013$ )

$I$  : pente du fond ( $I=10.16 \%$ ).

En remplaçant chaque terme par sa valeur, donc on obtient l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots(V.17)$$

On détermine  $h_n$  par la méthode itérative.

$$h_n = 0.357 \text{ m}$$

**2- Calcul de l'angle de contraction  $\theta$ :**

$$F_{r1} = \sqrt{\frac{q_1^2}{gh_1^3}} = 6.38 \quad \text{avec} \quad q_1 = \frac{Q}{b_1} = 4.26$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1}{2F_1} \left( \frac{b_1}{b_2} - 1 \right) = 8.90$$

### 3- Calcul de $h_2$ :

$$\frac{F_{r2}}{F_{r1}} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b_2}{b_1}\right) \quad \Longrightarrow \quad F_{r2} = \frac{F_{r1}}{2} \left(1 + \frac{b_2}{b_1}\right) = 4.25$$

$$h_2 = \left(\frac{q_2^2}{g F_{r2}^2}\right)^{1/3} = 0.97 \text{ m} \quad \text{avec} \quad q_2 = \frac{Q}{b_2} = 12.78$$

### 4- calcul de la hauteur critique $h_c$ :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g S^3} = 1$$

Pour un canal rectangulaire, la hauteur critique égale à :

$$h_c = \sqrt[3]{\left(\frac{q^2}{g}\right)} = 2.55 \text{ m}$$

Les paramètres hydrauliques à la fin de la contraction se résument comme suit :

$$h_n = 0.97 \text{ m}$$

$$h_c = 2.55 \text{ m}$$

$$F_r = 4.25$$

Donc l'écoulement est torrentiel.

### V.4.5 Coursier :

Le coursier fait suite au convergent et permet de conduire l'eau au talweg. Pour assurer de bonnes conditions à l'écoulement vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier ont une vitesse élevée. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée. C'est sur ce critère que se basent les bassins d'amortissement à ressaut hydraulique.

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du convergent sont considérés comme donnés pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

#### ♦ Largeur du coursier :

Elle est égale à la largeur  $b_2$  du convergent. Pour notre cas :  $b_{cour} = 5m$ .

#### ♦ Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

➤ Pour la première partie du coursier :

$$L_{cour} = 24.5 \text{ m} ; \text{ avec une pente topographique } I_{cour} = 12.2 \text{ \%}.$$

➤ Pour la deuxième partie, on propose un coursier à marche d'escalier.

#### ❖ Calcul hydraulique du premier tronçon du coursier :

#### ♦ Profondeur critique :

La profondeur critique égale à :  $h_c = 2.55 \text{ m}$



◆ **Hauteur normale :**

La hauteur normale égale à :  $h_n = 0.97 m . (h_n < h_c)$

◆ **Pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} S R_H^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots(V.18)$$

$R_H$  : rayon hydraulique en (m) ; ( $R_H = h$ )

$I$  : pente en (m/m);

$S$  : section mouillée en  $m^2$  ; ( $S = B \times h$ )

$n$  : coefficient de Manning ( $n=0.013$ )

L'équation devient :

$$Q = \frac{1}{n} B \times h \times h^{2/3} I^{1/2} \implies q_c = \frac{1}{n} h_c^{5/3} I_c^{1/2} \quad \text{avec : } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$I_c = \frac{g^{10/9} n^2}{q_c^{2/9}} \implies I_c = 1.22 \times 10^{-3} = 0.122\%$$

$$I_c < I_{cour}$$

◆ **Nombre de Froude :**

Le nombre de Froude égale à :  $F_r = 4.25$ , donc le régime d'écoulement est torrentiel.

◆ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau se fait par la méthode indirecte d'intégration numérique. La méthode est basée à la résolution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques. L'équation à résoudre est la suivante :

$$\frac{dQ}{dx} = 0 \dots\dots\dots(V.19)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_0 - I_f}{1 - F_r^2} \dots\dots\dots(V.20)$$

$I_0$  : pente du fond.

$I_f$  : pente de la ligne d'énergie.

$F_r$  : nombre de Froude

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie  $I_f$  peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{I_0 - (n^2 Q^2) / (S^2 R^4 / 3)}{1 - (Q^2 B) / (g S^3)} \dots\dots\dots(V.21)$$

La méthodologie de calcul se résume comme suit :

- Il faut avoir comme données : la longueur du coursier et la variation de  $y$  ( $\Delta y$ ). Pour notre cas :  $L_{1cour} = 24.5 m$  ,  $L_{2cour} = 30 m$  ,  $\Delta y_1 = 0.1m$  ,  $\Delta y_2 = 0.08m$
- On donne des valeurs arbitraires à  $y_i$ .

On calcule :

- $h_{moy} : h_{moy} = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$ .
- la section mouillée moyenne  $S_{moy} : S_{moy} = B h_{moy}$
- Le périmètre mouillé moyen  $P_{moy} : P_{moy} = B + 2h_{moy}$ .
- Le rayon hydraulique moyen  $R_{moy} : R_{moy} = S_{moy} / P_{moy}$

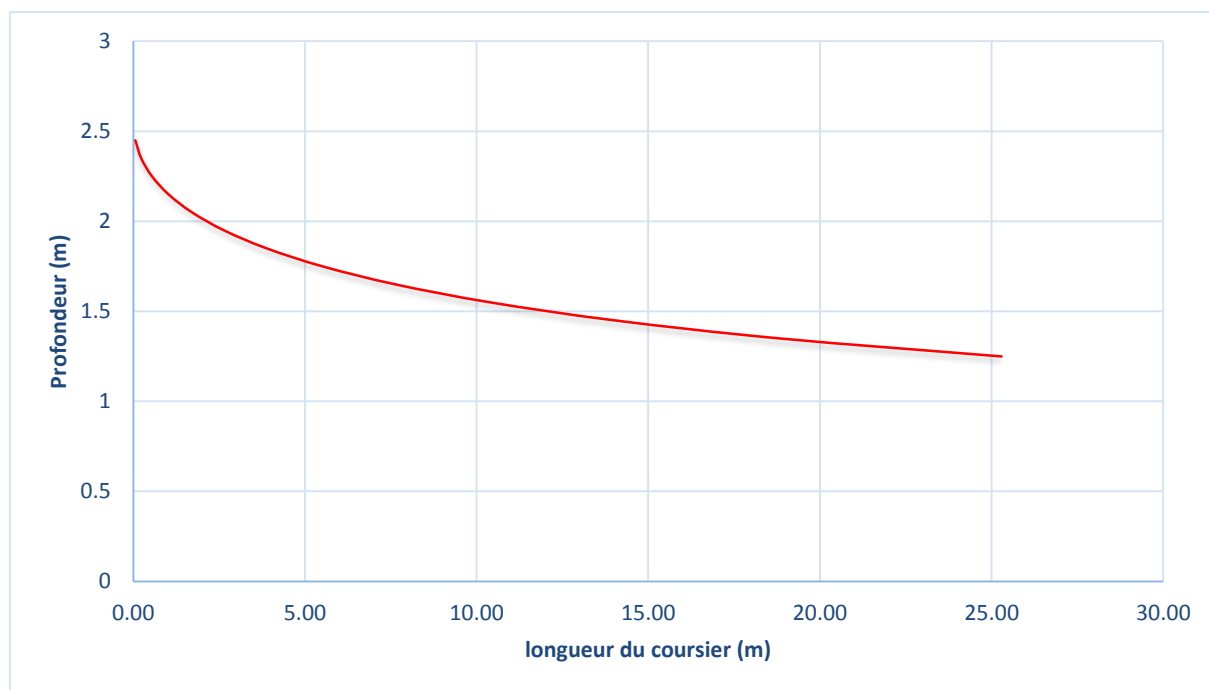
- $\Delta x$  pour chaque valeur de  $y_i$ .
- Le cumule de  $\Delta x$ , on s'arrête lorsque la somme de  $\Delta x$  égale à la longueur L du coursier

Pour chaque itération  $h'_i < h_i$ , on aura toujours  $h_c > h_i > h_0$  donc il s'agit une courbe de remous type S2.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau V. 6 :** Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier

h (m)	$y_{moy}$	$S_{moy}$	$P_{moy}$	$R_{moy}$	$Fr^2$	$1-Fr^2$	$n^2 Q^2 / S^2 R^{4/3}$	$I_0 - G_1$	$\Delta x$	L(m)
2.55										
2.45	2.5	12.5	10	1.25	1.07	-0.07	0.003	0.12	-0.06	-0.06
2.35	2.4	12	9.8	1.22	1.21	-0.21	0.004	0.12	-0.17	-0.23
2.25	2.3	11.5	9.6	1.20	1.37	-0.37	0.004	0.12	-0.31	-0.54
2.15	2.2	11	9.4	1.17	1.56	-0.56	0.005	0.12	-0.48	-1.02
2.05	2.1	10.5	9.2	1.14	1.80	-0.80	0.005	0.12	-0.68	-1.71
1.95	2	10	9	1.11	2.08	-1.08	0.006	0.12	-0.93	-2.64
1.85	1.9	9.5	8.8	1.08	2.43	-1.43	0.007	0.12	-1.24	-3.88
1.75	1.8	9	8.6	1.05	2.86	-1.86	0.008	0.11	-1.63	-5.51
1.65	1.7	8.5	8.4	1.01	3.39	-2.39	0.009	0.11	-2.12	-7.63
1.55	1.6	8	8.2	0.98	4.07	-3.07	0.011	0.11	-2.77	-10.40
1.45	1.5	7.5	8	0.94	4.94	-3.94	0.013	0.11	-3.62	-14.03
1.35	1.4	7	7.8	0.90	6.07	-5.07	0.016	0.11	-4.80	-18.82
1.25	1.3	6.5	7.6	0.86	7.58	-6.58	0.020	0.10	-6.46	-25.28



**Figure V. 9 :** Graphique de la ligne d'eau dans la première partie de coursier

## ❖ Dimensionnement du coursier en marche d'escalier et calcul hydraulique :

Les conditions d'écoulement dans le coursier en marche d'escalier dépendent de la hauteur, la largeur et la pente de la marche et aussi le débit à évacuer.

D'après Chanson (1994), pour que le ressaut hydraulique se développe dans la marche il faut :

$$\frac{h_c}{h} \leq 0.0916 \left(\frac{h}{l}\right)^{-1.276} \quad \text{avec} \quad 0.2 \leq \frac{h}{l} \leq 0.6 \dots\dots\dots(V.22)$$

$h_c$  : hauteur critique (m)

$h$  : hauteur de la marche (m)

$l$  : longueur de la marche (m)

Pour vérifier l'équation (V.22) on propose trois marches dont les dimensions sont données dans le tableau suivant :

**Tableau V. 7 :** Dimensions du coursier à marche d'escalier

	Première marche	Deuxième marche	Troisième marche
Hauteur critique (m)	1.68	1.68	0.78
Hauteur de la marche (m)	2.35	2.35	2.35
Longueur de la marche (m)	11.75	11.75	6.5

Le calcul des lignes d'eau pour chaque marche sont données dans le tableau suivant

**Tableau V. 8 :** Calcul de la ligne d'eau dans la première marche

h (m)	y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	$n^2 Q^2 / S^2 R^{4/3}$	I <sub>0</sub> -G <sub>1</sub>	Δx	L(m)
2.55										
2.47	2.51	12.55	10.02	1.25	1.05	-0.05	0.003	0.20	-0.02	-0.02
2.39	2.43	12.15	9.86	1.23	1.16	-0.16	0.004	0.20	-0.07	-0.09
2.31	2.35	11.75	9.70	1.21	1.28	-0.28	0.004	0.20	-0.12	-0.20
2.23	2.27	11.35	9.54	1.19	1.42	-0.42	0.004	0.20	-0.17	-0.38
2.15	2.19	10.95	9.38	1.17	1.59	-0.59	0.005	0.20	-0.24	-0.62
2.07	2.11	10.55	9.22	1.14	1.77	-0.77	0.005	0.19	-0.32	-0.93
1.99	2.03	10.15	9.06	1.12	1.99	-0.99	0.006	0.19	-0.41	-1.34
1.91	1.95	9.75	8.90	1.10	2.25	-1.25	0.006	0.19	-0.52	-1.86
1.83	1.87	9.35	8.74	1.07	2.55	-1.55	0.007	0.19	-0.64	-2.50
1.75	1.79	8.95	8.58	1.04	2.90	-1.90	0.008	0.19	-0.79	-3.29
1.67	1.71	8.55	8.42	1.02	3.33	-2.33	0.009	0.19	-0.98	-4.27
1.59	1.63	8.15	8.26	0.99	3.85	-2.85	0.011	0.19	-1.20	-5.47
1.51	1.55	7.75	8.10	0.96	4.47	-3.47	0.012	0.19	-1.48	-6.95
1.43	1.47	7.35	7.94	0.93	5.24	-4.24	0.014	0.19	-1.83	-8.78
1.35	1.39	6.95	7.78	0.89	6.20	-5.20	0.017	0.18	-2.27	-11.05
1.27	1.31	6.55	7.62	0.86	7.41	-6.41	0.020	0.22	-2.38	-11.70

**Tableau V. 9 :** Calcul de la ligne d'eau dans la deuxième marche

h (m)	y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	$n^2Q^2/S^2R^{4/3}$	I <sub>0</sub> -G <sub>1</sub>	Δx	L(m)
4.03										
3.93	3.98	19.9	12.96	1.54	0.26	0.74	0.00	0.20	0.37	0.37
3.83	3.88	19.4	12.76	1.52	0.29	0.71	0.00	0.20	0.36	0.73
3.73	3.78	18.9	12.56	1.50	0.31	0.69	0.00	0.20	0.35	1.08
3.63	3.68	18.4	12.36	1.49	0.33	0.67	0.00	0.20	0.33	1.41
3.53	3.58	17.9	12.16	1.47	0.36	0.64	0.00	0.20	0.32	1.73
3.43	3.48	17.4	11.96	1.45	0.40	0.60	0.00	0.20	0.30	2.04
3.33	3.38	16.9	11.76	1.44	0.43	0.57	0.00	0.20	0.29	2.32
3.23	3.28	16.4	11.56	1.42	0.47	0.53	0.00	0.20	0.27	2.59
3.13	3.18	15.9	11.36	1.40	0.52	0.48	0.00	0.20	0.24	2.83
3.03	3.08	15.4	11.16	1.38	0.57	0.43	0.00	0.20	0.22	3.05
2.93	2.98	14.9	10.96	1.36	0.63	0.37	0.00	0.20	0.19	3.24
2.83	2.88	14.4	10.76	1.34	0.70	0.30	0.00	0.20	0.15	3.39
2.73	2.78	13.9	10.56	1.32	0.78	0.22	0.00	0.20	0.11	3.50
2.63	2.68	13.4	10.36	1.29	0.87	0.13	0.00	0.20	0.07	3.57
2.53	2.58	12.9	10.16	1.27	0.97	0.03	0.00	0.20	0.02	3.59
2.43	2.48	12.4	9.96	1.24	1.09	-0.09	0.00	0.20	0.05	3.63
2.33	2.38	11.9	9.76	1.22	1.24	-0.24	0.00	0.20	0.12	3.75
2.23	2.28	11.4	9.56	1.19	1.41	-0.41	0.00	0.20	0.21	3.96
2.13	2.18	10.9	9.36	1.16	1.61	-0.61	0.00	0.20	0.31	4.27
2.03	2.08	10.4	9.16	1.14	1.85	-0.85	0.01	0.19	0.44	4.71
1.93	1.98	9.9	8.96	1.10	2.15	-1.15	0.01	0.19	0.59	5.30
1.83	1.88	9.4	8.76	1.07	2.51	-1.51	0.01	0.19	0.78	6.08
1.73	1.78	8.9	8.56	1.04	2.95	-1.95	0.01	0.19	1.02	7.10
1.63	1.68	8.4	8.36	1.00	3.51	-2.51	0.01	0.19	1.32	8.42
1.53	1.58	7.9	8.16	0.97	4.22	-3.22	0.01	0.19	1.71	10.13
1.50	1.48	7.4	7.96	0.93	5.14	-4.14	0.01	0.19	2.22	11.66

**Tableau V. 10 :** Calcul de la ligne d'eau dans la troisième marche

h (m)	y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	$n^2Q^2/S^2R^{4/3}$	I <sub>0</sub> -G <sub>1</sub>	Δx	L(m)
4.03										
2.85	3.44	17.20	11.88	1.45	0.27	0.73	0.00	0.36	0.20	0.20
2.70	2.78	13.88	10.55	1.32	0.31	0.69	0.00	0.36	0.19	0.39
2.55	2.63	13.13	10.25	1.28	0.35	0.65	0.00	0.36	0.18	0.57
2.40	2.48	12.38	9.95	1.24	0.40	0.60	0.00	0.36	0.17	0.74
2.25	2.33	11.63	9.65	1.20	0.45	0.55	0.00	0.36	0.15	0.89
2.10	2.18	10.88	9.35	1.16	0.52	0.48	0.00	0.36	0.13	1.03
1.95	2.03	10.13	9.05	1.12	0.60	0.40	0.00	0.36	0.11	1.14
1.80	1.88	9.38	8.75	1.07	0.70	0.30	0.00	0.36	0.08	1.22
1.65	1.73	8.63	8.45	1.02	0.82	0.18	0.00	0.36	0.05	1.27
1.50	1.58	7.88	8.15	0.97	0.98	0.02	0.00	0.36	0.01	1.28
1.35	1.43	7.13	7.85	0.91	1.17	-0.17	0.00	0.36	0.05	1.32
1.20	1.28	6.38	7.55	0.84	1.41	-0.41	0.00	0.36	0.12	1.44

h (m)	y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	n <sup>2</sup> Q <sup>2</sup> /S <sup>2</sup> R <sup>4/3</sup>	I <sub>0</sub> -G <sub>1</sub>	Δx	L(m)
1.05	1.13	5.63	7.25	0.78	1.74	-0.74	0.01	0.36	0.21	1.65
0.90	0.98	4.88	6.95	0.70	2.16	-1.16	0.01	0.36	0.33	1.97
0.75	0.83	4.13	6.65	0.62	2.74	-1.74	0.01	0.35	0.49	2.47
0.60	0.68	3.38	6.35	0.53	3.55	-2.55	0.01	0.35	0.72	3.19
0.45	0.53	2.63	6.05	0.43	4.70	-3.70	0.01	0.35	1.06	4.25
0.30	0.38	1.88	5.75	0.33	6.41	-5.41	0.02	0.34	1.57	5.82
0.25	0.28	1.38	5.55	0.25	9.06	-8.06	0.02	0.34	2.39	6.21

La représentation de la ligne d'eau dans le coursier est donnée dans la figure suivante.

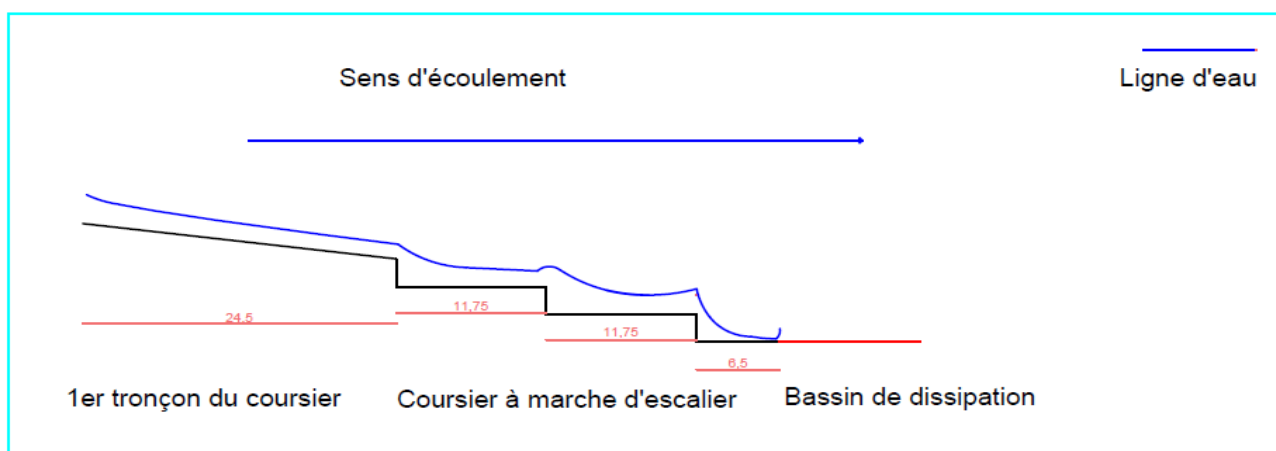


Figure V. 10 : Tracé de la ligne d'eau

◆ **Calcul de l'énergie dissipée :**

Selon Chanson (1994), le calcul de l'énergie dissipée pour que le ressaut se développe en marche est donnée par la formule suivante :

$$\frac{Hr}{Hmax} = \frac{(0.54)\left(\frac{hc}{h}\right)^{0.275} + 1.715\left(\frac{hc}{h}\right)^{-0.55}}{1.5 + \frac{Hd}{hc}} \dots\dots\dots(V.23)$$

$$\Delta H = 1 - \frac{Hr}{Hmax} \dots\dots\dots(V.24)$$

ΔH: énergie dissipée ;

Hr : énergie résiduelle ;

Hmax : energie maximale ;

h<sub>c</sub> : hauteur critique (m)

h : hauteur de la marche (m)

Hd : somme des hauteurs des marches (m)

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

**Tableau V. 11** : Calcul de l'énergie dissipée

	Première marche	Deuxième marche	Troisième marche
Energie dissipée	22%	22%	38%

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. Dont, la projection d'un bassin de dissipation de type USBR, s'avère intéressante.

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

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, du déversoir vers l'aval, de plus ils servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

La hauteur des murs bajoyers varie en fonction de la profondeur d'eau, ils sont déterminés comme suit :

$$H_{baj} = h + R \dots\dots\dots(V.25)$$

$H_{baj}$  : hauteur des murs bajoyers en (m) ;

$h$  : profondeur d'eau en (m) ;

$R$  : revanches en (m), donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \dots\dots\dots(V.26)$$

$V$  : vitesse dans le coursier en (m/s) , donnée par :  $V = \frac{Q}{h.b}$

Le calcul des hauteurs des murs bajoyers sont représentées dans l'annexe D.

♦ **Vérification de l'apparition des vagues roulantes le long du coursier :**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\frac{b}{h} < (10 : 12)$$

$$F_r^2 < 40$$

$b$  : largeur du coursier en m.

$h$  : profondeur d'eau minimale dans le coursier en m.

$Fr$  : Nombre de Froude :  $F_r^2 = \frac{v^2}{g.h}$

1- Le premier tronçon :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{h} &= 4 < (10 : 12) \\ F_r^2 &= 8.5 < 40 \end{aligned} \right\} \text{ Les deux conditions sont vérifiées.}$$

## V.4.6 Bassin de dissipation :

Les procédés les plus fréquemment employés pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sont les bassins à ressaut.

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. La forme et le type du bassin dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude.

**Tableau V. 12 :** Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

### ◆ Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation :

La vitesse à l'entrée du bassin de dissipation égale à la vitesse de sortie du coursier.

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (V.27)$$

$$V = \frac{63.92}{5 \times 0.708} = 18.06 \text{ m/s}$$

### ◆ Calcul du nombre de Froude :

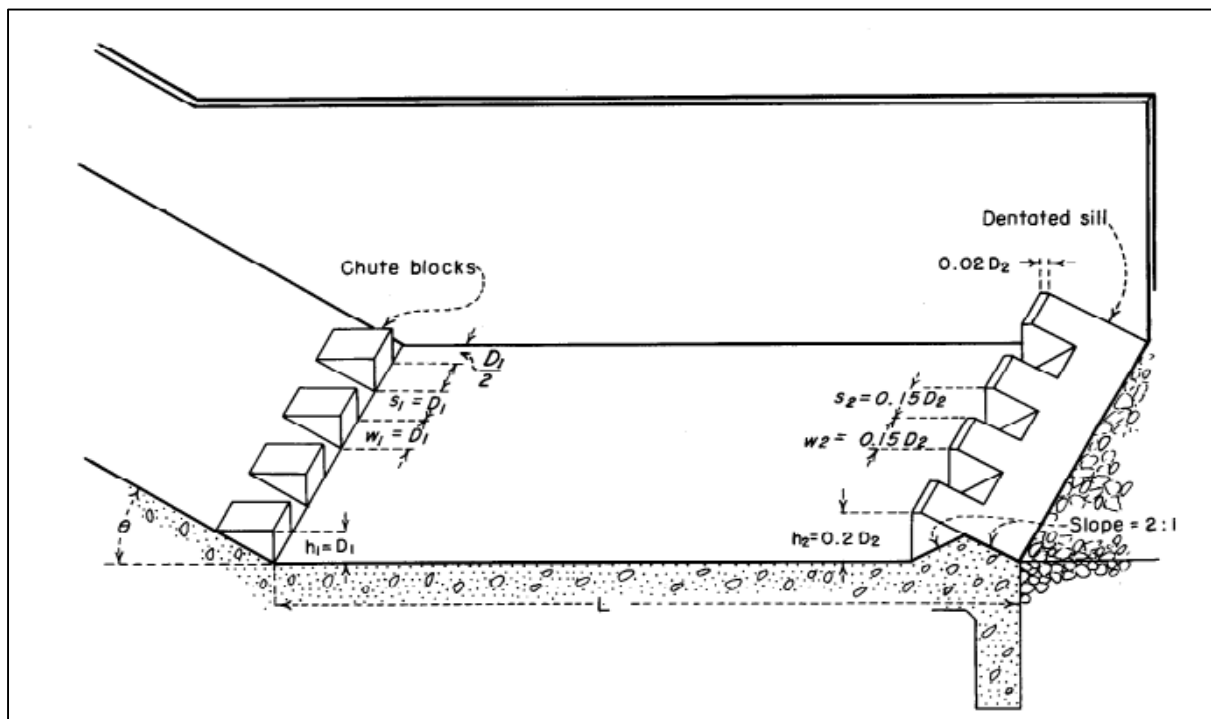
$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots (V.28)$$

$$F_r = \frac{18.06}{\sqrt{9.81 \times 0.708}} = 6.85$$

$4.5 < F_r = 6.85 < 9$ . Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs de réflecteurs permet de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval.

♦ **Choix de type de bassin de dissipation :**

$F_r = 6.85 > 4.5$ $V = 18.06\text{m/s} > 15\text{ m/s}$	}	D'après USBR, le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin de type III.
---	---	---



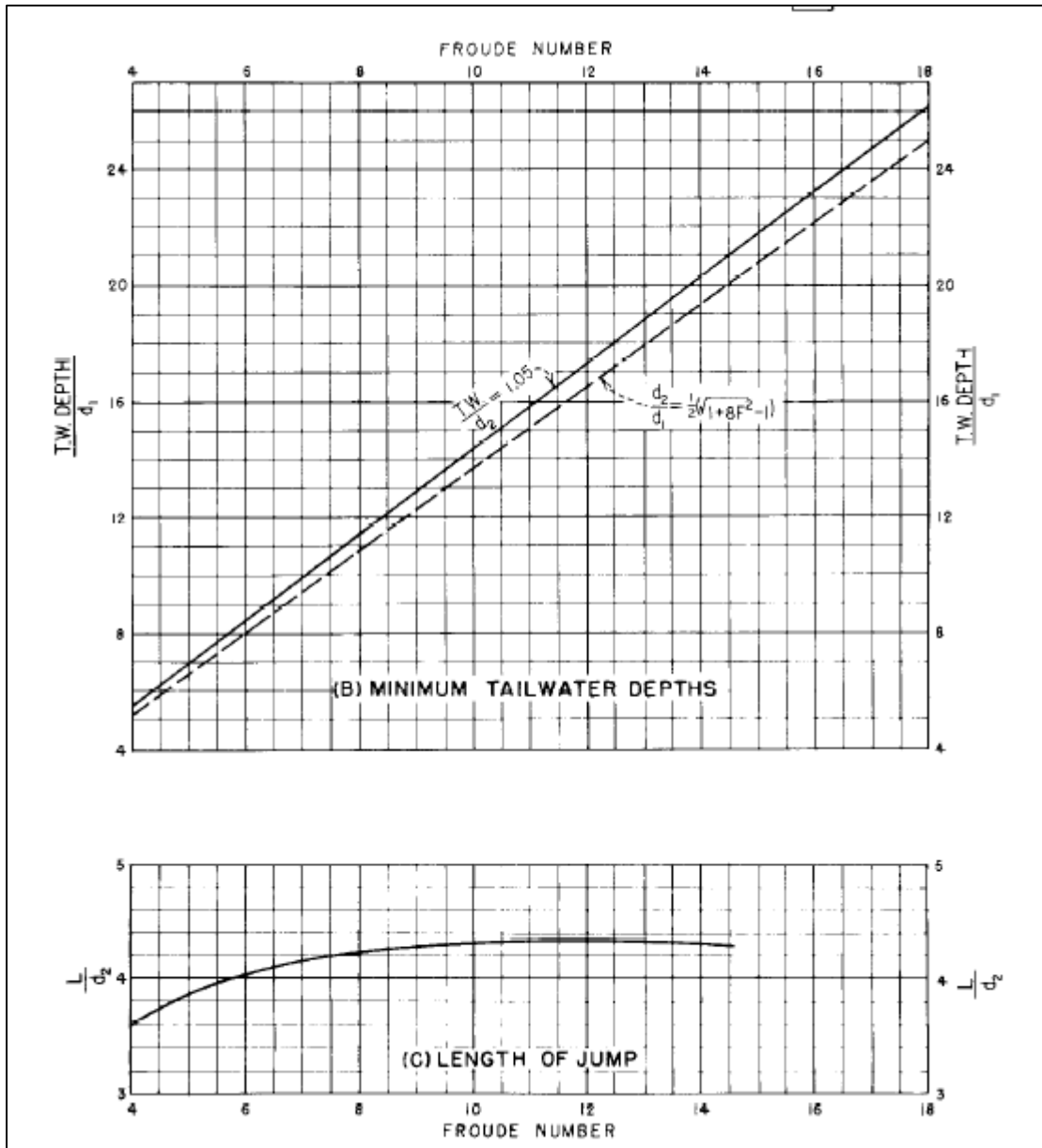
**Figure V. 11 :** Schema de bassin de dissipation de type III ( Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators)

♦ **Dimensionnement du bassin de dissipation :**

Il faut d'abord déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

D'après l'abaque suivant :





**Figure V. 12 :** Caractéristiques du bassin de dissipation type III (Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators)

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) = 9.2$$

$$\frac{L}{d_2} = 4.18$$

$d_1$  : tirant d'eau avant le ressaut en (m) ;

$d_2$  : tirant d'eau après le ressaut en (m) ;

L : longueur de bassin de dissipation en (m).

D'après ces équations on aura :

$$d_2 = d_1 \times 9.2 = 0.708 \times 9.2 = 6.51 \text{ m}$$

$$L = d_2 \times 4.18 = 27.23 \text{ m}$$

◆ **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = d_1 = 0.708 \text{ m}$$

$$W_1 = d_1 = 0.708 \text{ m}$$

$$S_1 = d_1 = 0.708 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{d_1}{2} = 0.354 \text{ m}$$

$h_1$ : la hauteur du bloc de chute en (m) ;

$W_1$ : l'épaisseur du bloc de chute en (m) ;

$S_1$ : l'espacement entre deux blocs de chutes successif en (m) ;

$e_1$  : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chute en (m) .

Le nombre de bloc de chute est 3 blocs.

◆ **Dimensionnement des blocs chicane :**

$$h_2 = 0.2d_2 = 1.302 \text{ m}$$

$$W_2 = 0.15 d_2 = 0.9765 \approx 0.98 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.15 d_2 = 0.9765 \approx 0.98 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.02d_2 = 0.1302 \text{ m}$$

$h_2$ : la hauteur du bloc de chicane en (m) ;

$W_2$ : l'épaisseur du bloc de chicane en (m) ;

$S_2$ : l'espacement entre deux blocs de chicane successif en (m) ;

$e_2$  : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chicane en (m).

Le nombre de bloc de chicane est 3 blocs.

## V.4.7 Canal de fuite :

Canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur  $b = 5\text{m}$ . Il permet de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel, les paramètres hydrauliques nécessaires pour le dimensionnement du canal sont :

◆ **Calcul de la profondeur critique :**

$$h_c = K \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots(V.29)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{63.92^2}{9.81 \times 5^2}} = 2.55$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K}{b} = 0.51$$

$$h_{cr} = 2.13 \text{ m}$$

◆ **Calcul de la pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots(V.30)$$

$S_{cr}$  : surface mouillée en (m<sup>2</sup>), donnée par :

$$S_{cr} = bh_{cr}$$

$$S_{cr} = 10.65 \text{ m}^2$$

$R_{cr}$  : rayon hydraulique en (m), donné :  $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$

$P_{cr}$  : périmètre mouillé en (m), donné par :  $P_{cr} = b + 2h_{cr}$

$$P_{cr} = 9.26 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 1.15 \text{ m}$$

$C_{cr}$  : coefficient de Chezy, donné par :  $C_{cr} = \frac{1}{n} R^{1/6}$

$$C_{cr} = 35$$

$$I_{cr} = 2.55 \times 10^{-2} = 2.55\%$$

◆ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale se détermine par l'équation de Manning :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(V.31)$$

Q : débit évacué en (m<sup>3</sup>/s), ( $Q = 63.92 \text{ m}^3/\text{s}$ )

S : section mouillée en (m<sup>2</sup>), donnée par :  $S = bh_n$

R : rayon hydraulique en (m), donné par  $R = \frac{bh_n}{2h_n + b}$

n : coefficient de Manning (n=0.03)

I : pente (I=2 %).

En remplaçant chaque terme par sa valeur, donc on obtient l'équation suivante :

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

On détermine  $h_n$  par la méthode itérative.

$$h_n = 2.4 \text{ m}$$

◆ **Calcul de la vitesse d'écoulement dans le canal de fuite :**

$$V = \frac{Q}{S} = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots(V.32)$$

$$V = 4.92 \text{ m/s}$$

$h_n = 2.4 \text{ m} > h_c = 2.13 \text{ m}$  et  $I_c > I$ , donc le régime d'écoulement est fluvial.

$V > V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2) \text{ m/s}$  ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

### Conclusion :

Les dimensions des ouvrages annexes.

#### ◆ L'évacuateur de crue :

L'évacuateur des crues projeté est à surface libre. De type latéral à entonnement frontal. Il est situé en rive droite. Les éléments de cet ouvrage sont les suivants :

➤ Le canal d'approche : de forme trapézoïdale de dimensions

-Largeur de : 20 m /15 m.

-Longueur de :10 m.

-Hauteur de : 4.50m.

➤ Le Déversoir :

- Largeur de :15 m

-Hauteur 1.60m

➤ Le chenal d'écoulement :

-Largeur de : 15 m.

-Longueur 3m

- Pente de 0.15 %

➤ Le convergeant :

-Largeur de : 15 m /5 m.

-Longueur 26.50m

- Pente de 10.16 %

➤ Le coursier :

- Largeur de : 5 m

Le premier tronçon :

- Hauteur variable de 3.4 m à 2.16 m.

- Longueur de : 24.50 m.

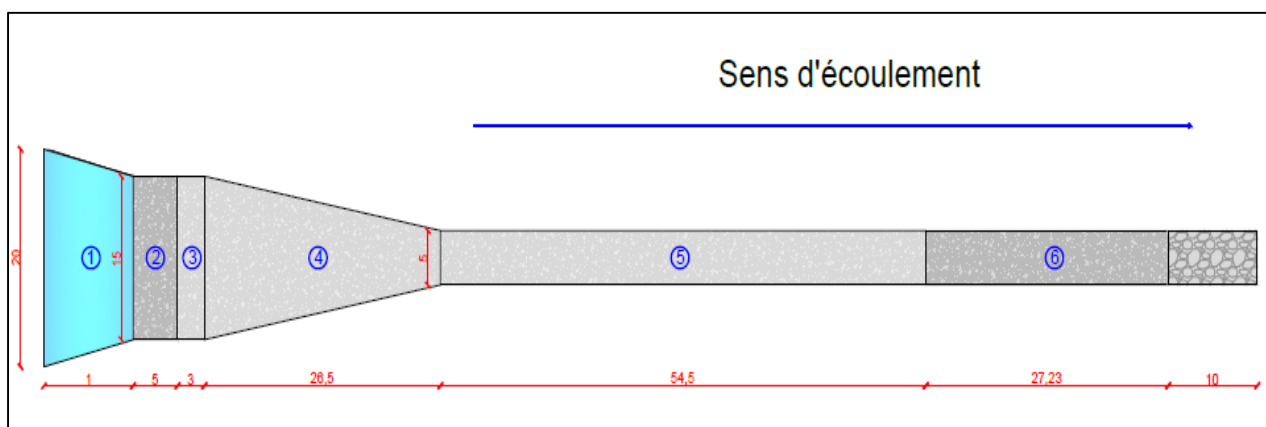
- Pente de :12.20%.

Le deuxième tronçon :

- Hauteur variable de 3.4 m à 1.89 m.

- Longueur de : 30 m
- Pente de :23.50%
  - Un bassin de dissipation :
    - Largeur 5 m
    - Longueur 27.23 m
  - Un canal de fuite :
    - Largeur = 5.00m
    - Longueur = 10.00m.

Ces ouvrages de l'évacuateur de crue sont représentés dans la figure suivante.



**Figure V. 13 :** Schéma de l'évacuateur de crue

- ◆ **Vidange de fond et prise d'eau :**
  - Temps de vidange :  $T = 24h54min.$
  - Diamètre de la conduite :  $\varnothing 400.$
  - Longueur de la conduite :  $L = 100.80m.$



# Chapitre VI

## Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet

## Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Afin d'atteindre ces objectifs, il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

## VI.1 Ordre d'exécution des travaux :

Les travaux de chantier sont exécutés dans l'ordre suivant :

- Prévention d'une route d'accès au chantier ;
- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages ;
- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond ;
- Construction du corps de la retenue : la digue ;
- Construction d'évacuateur de crue ;
- Mise en eau.

## VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

### ◆ Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### ◆ Installations destinées au stockage des matériaux :

- Magasin central : c'est un lieu de dépôt de petit matériel.
- Les matières consommables et les articles sensibles aux intempéries.
- Aire de stockage protégé.

- Aire de stockage non protégé.
- Pour les agrégats : destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.
- Pour le ciment : Il est stocké soit dans des silos métalliques, soit dans des baraquements en bois ou en métal.

◆ **Installations destinées à la réparation des engins :**

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

◆ **Installations destinées pour la préfabrication :**

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

### VI.3 Travaux de réalisation :

◆ **Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

◆ **Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

◆ **Travaux secondaires :**

Ces travaux consistent à exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

### VI.4 Les moyens de chantier :

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation de la retenue collinaire.



## ◆ Moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

## ◆ Moyens matériels du chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions, se fait appel aux engins suivants :

- La grue pour soulever et maintenir en suspension des matériaux extrêmement lourds.
- Le bulldozer pour araser une surface non plate.
- La pelle mécanique hydraulique pour creuser des tranchées et charger des matériaux.
- La décapeuse, aussi appelée scraper.
- La niveleuse, aussi appelée grader.
- Le camion de chantier.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. C'est une augmentation artificielle de la densité d'un sol. 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.

## VI.5 Planification :

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

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

### VI.5.1 Etapes de la planification :

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

- Collection des informations : l'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- Décomposition du projet : le projet sera décomposé en tâches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin.
- Relations entre les tâches : il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.
- Choix de la méthode de calcul : le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

## VI.5.2 Plannings des travaux :

Il existe trois types de plan de travail :

### 1- Plan de travail au plus tôt :

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

### 2- Plan de travail au plus tard :

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

### 3- Plan de travail intermédiaire :

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

## VI.5.3 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

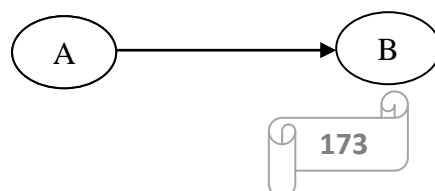
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

### VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

#### 1- Réseau à nœuds :

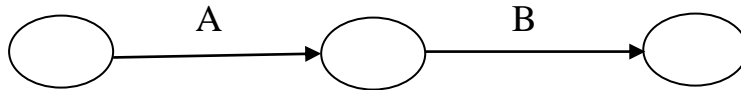
L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



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

## 2- Réseau à flèches :

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



L'opération A précède l'opération B.

### ◆ Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les trois opérations suivantes :

#### 1- Etablissement d'une liste des tâches :

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

#### 2- Détermination des tâches antérieures :

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

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

#### 3- Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM) :

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

1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

## VI.5.4 Méthode de calcul de C.P.M

### ◆ Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont donnés à l'aide de la grille qui est constituée de 06 cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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

Avec :  $DFP = DCP + TR$   
 $DCPP = DFPP - TR$

♦ **Chemin critique C.C :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = DTP \end{array} \right.$$

**VI.5.5 Symboles des différentes opérations :**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 1 :** Symboles des opérations

Phases des travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier , développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1
Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déboisement de la cuvette	E	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1

Phases des travaux	Opérations	Durée (mois)
Approvisionnement du filtre	G	1
Mise en place d'un système de drainage	H	1
Remblai compacté	I	4
Excavation de l'évacuateur de crues	J	2
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Revêtements de talus	L	3
Equipement hydraulique	M	1
Travaux de finition.	N	2

### VI.6 Détermination des chemins critiques :

Par le réseau à nœud : il est représenté dans l'annexe E. Le délai de construction de cet ouvrage est de **15 mois (518 j)**.

### VI.7 Devis estimatif de la digue et des ouvrages annexes de la retenue collinaire :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et les autres ouvrages annexes. Après avoir quantifié les différents volumes les résultats sont représentés dans les tableaux suivants.

**Tableau VI. 2 :** Devis quantitatif de la digue ( Bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF)

Désignation des travaux	Quantité (m <sup>3</sup> )
Décapage de la terre végétale (50cm) pour l'emprise	8350
Excavation en grande masse	6300
Remblai compacté par couches successives de 20 cm y compris excavation, transport, mise en place, humidification, compactage et essais de laboratoire	35000
Dispositif de protection du talus amont	
Enrochement	1050
Sable ( <i>grossier + fin</i> )	520
Dispositif de protection du talus aval	1250
Dispositif de drainage	
Enrochement pour drain	600
Gravier	500
Sable ( <i>grossier + fin</i> )	300

Désignation des travaux	Quantité (m <sup>3</sup> )
Confection du béton de propreté pour rigole de drainage dosé à 150 kg/m <sup>3</sup>	30
Confection du béton armé pour rigole de drainage dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	80

**Tableau VI. 3 :** Devis quantitatif de l'évacuateur de crue (Bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF)

Désignation des travaux	Quantité (m <sup>3</sup> )
Décapage de la terre végétale (20cm)	1250
Déblai en grande masse	2500
Confection du béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup>	120
Confection du béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	500
Gabion	70
Enrochement	190
<b>BASSIN DE DESSIPATION</b>	
Déblai en grande masse	27
Confection du béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> CPA 32.5	1.5
Confection de béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> CPA 32.5	3
<b>CANAL DE FUITE</b>	
Déblai	12
Gabion	20
Enrochement	7

**Tableau VI. 4 :** Devis quantitatif de la prise d'eau et vidange de fond (Bureau d'étude Sarl ETHCS de SETIF)

Désignation des travaux	Quantité
<b>CONDUITE DE PRISE</b>	
Déblai en grande masse	140 m <sup>3</sup>
Confection du béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> CPA 32.5	7 m <sup>3</sup>

Désignation des travaux	Quantité
Confection du béton d'enrobage dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> CPA 32.5	12 m <sup>3</sup>
Conduite en acier DN 400	100 ml
<b>REGARD DE PRISE</b>	
Confection du béton d'enrobage dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> CPA 32.5	5 m <sup>3</sup>
<b>REGARD DES VANNES</b>	
Déblai en grande masse	10 m <sup>3</sup>
Confection du béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> CPA 32.5	1 m <sup>3</sup>
Confection du béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> CPA 32.5	7 m <sup>3</sup>

**Tableau VI. 5 :** Estimation des ouvrages

Désignation des OUVRAGES	Coût en DA
La digue	36 000 000.00
L'évacuateur de crue	18 000 000.00
La prise d'eau et la vidange de fond	3 000 000.00

L'estimation totale de l'aménagement s'élève à la somme de : 57 000 000.00DA

Le coût de revient du mètre cube d'eau au pied de l'ouvrage est déterminé par le rapport entre le coût global de l'ouvrage et la capacité de stockage de la retenue pour une durée de vie de 15 ans. Pour notre retenue, objet de la présente étude, il est de l'ordre de : 25.27 DA/ m<sup>3</sup>.

### Conclusion :

L'organisation de chantier est la base de réussite d'un projet. Elle permet d'obtenir une qualité de travail satisfaisante, d'éviter les incidents financiers et d'avoir la rapidité d'exécution selon les moyens existants. Pour cela, on peut dire que l'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de l'Oued Hadjra commune de Sour-El-Ghozlen est estimé à 15 mois.

# **Conclusion générale**



## **Conclusion générale :**

A l'issue de ce travail, nous avons pu faire une étude d'exécution de la retenue collinaire d'oued Hadjra qui nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Du point de vue géologique et géotechnique, le site proposé s'est avéré favorable à l'implantation d'une retenue, sans risque majeur sur les fondations ou l'ancrage de la digue.

La digue optée est de type homogène de matériaux disponibles in situ, la stabilité de ses talus est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crue de type latéral à entonnement frontal sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 15 m et une lame déversante de 1.6 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

Les ouvrages annexes de la retenue ont été bien étudiés pour satisfaire un bon dimensionnement.

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité élaborés dans ce travail, on peut affirmer que le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique.

Le coefficient d'efficacité égale à 3.6, donc le site est jugé potentiel.

Pour une durée d'amortissement de 15 ans, la retenue peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau pour l'irrigation, permettant ainsi un développement socioéconomique de la région.

Ce projet est techniquement réalisable mais économiquement, il est moyennement rentable.

Finalement, cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude d'exécution d'un barrage en se basant sur les fondements théoriques acquis au long de notre parcours du cursus universitaire.

# **Références bibliographiques**

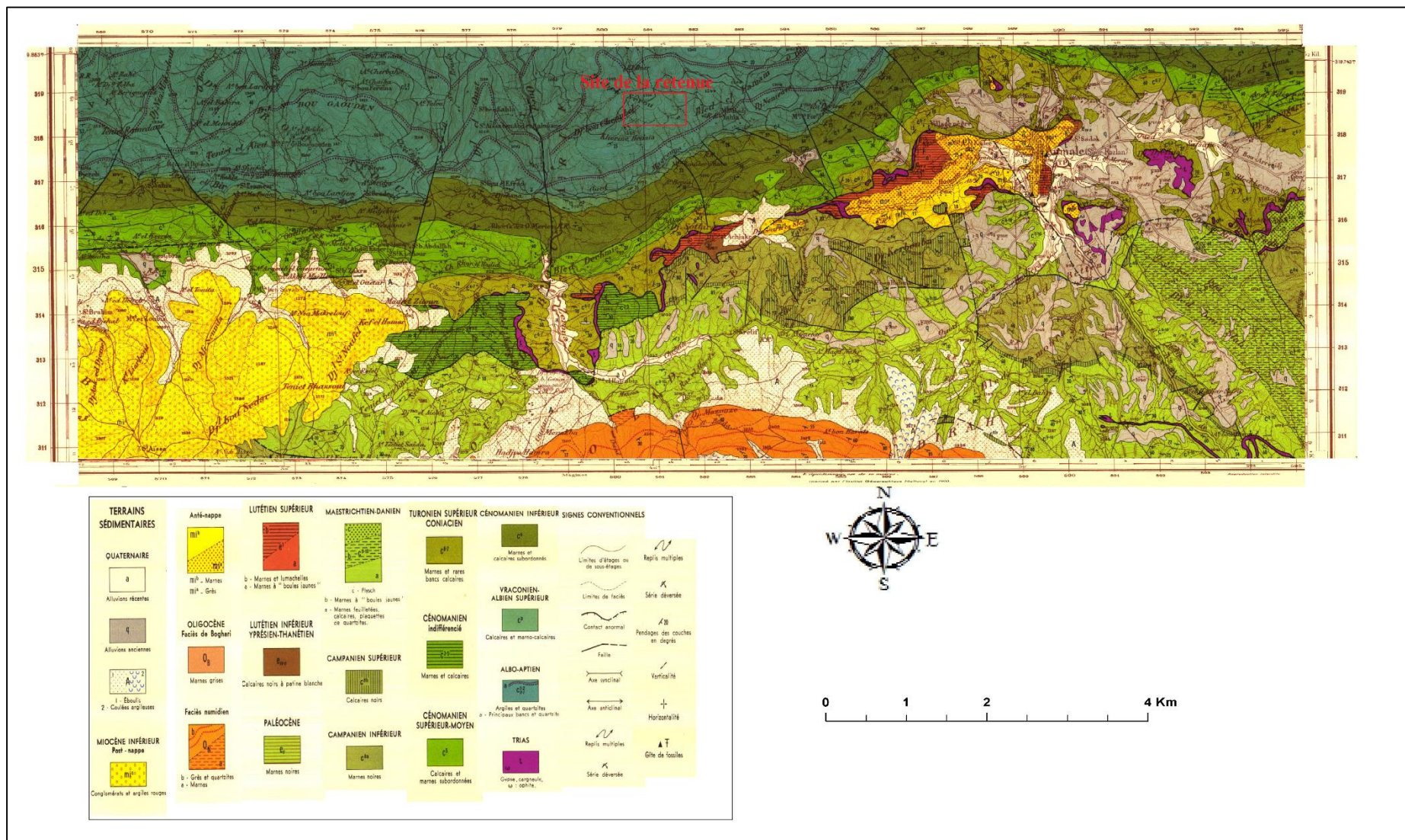
## Références bibliographiques

- Bertrand, J. et Krajewski, L. (2006) Les pertes avant ruissellement. In : Cours d'Hydrologie Urbaine, INSA Lyon.
- Boukhelifa, M. (2010) Contribution à la modélisation de la relation « pluie débit » en absence de données hydrométriques : cas d'une zone urbaine (ville de Tipaza), Mémoire de magister, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida, 137p.
- CIGB. (1986) Choix de la crue de projet. Bulletin 82.
- CIGB. (1986) Maitrise de la rivière, pendant la construction du barrage. Bulletin 48a.
- CIGB. (1987) Evacuateur de crue des barrages. Bulletin 58.
- CIGB. (1993) Matériaux rocheux pour barrages en enrochement. Bulletin 92.
- CIGB. (1994) Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
- CIGB. (1994) Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 95.
- U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.
- Degoutte, G. (2002) Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi.
- Hager, W.H. et Schleiss, A.J. (2009) Constructions Hydrauliques. Ecoulement stationnaires.
- KHATSURIA, R.M. (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators.
- Maurice, J. et al. (1999) Techniques des petits barrages.
- Mccuen, R.H. (2004) Hydrologic Analysis and design.
- Meddi, M. et Zeroual, A. (2018) Formules empiriques d'estimation de débit de pointe. In : Introduction à la modélisation en hydrologie.
- Merrien-Soukatchoff, V. (2003) Hydrologie et d'hydrogéologie, école des mines de Nancy
- Mihoubi, M.K. (2014) Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en remblai, ENSH, Blida.
- Ministère de l'agriculture. (1998) Technique des barrages en aménagement rural.

- Moghrani, S. (2015) Etude de faisabilité du barrage de SIDI NACEUR W. El Bayadh, Mémoire de fin d'étude, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida, 170p.
- Musy, A. (1998) Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p
- Ouikotan, B. (2009) Etude de la propagation des crues du fleuve Oueme entre Beterou et Save, Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi, 75p.
- Peterka, J. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators.
- Touabia, B. (2001) Régularisation des débits, ENSH Blida.
- Touaibia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- Touabia, B. et Benlaoukli, B. (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- Touaibia, B. (2015) Manuel Pratique d'Hydrologie, 2<sup>ème</sup> éd, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida.
- United States Department of the interior. (1987) Design of small dam, 3<sup>ème</sup> éd.
- Zoghلامي, H. (2015) Etude d'exécution de la retenue collinaire Guedili sur l'oued Tarhit commune Ain-Zaatout (W. Biskra), Mémoire de fin d'étude, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida, 173p.

# Annexes

## Annexe A01 : Extrait de la carte géologique N16 établie en 1960 (ANRH Blida)



### Annexe A02 : Caractéristiques géotechniques de la fondation de la digue

Caractéristiques géotechniques	Unité	Valeur
Teneur en eau (W)	%	14.00
Poids volumique humide ( $\gamma_h$ )	$t/m^3$	2.00
Poids volumique sec ( $\gamma_d$ )	$t/m^3$	1.6
Poids volumique saturé ( $\gamma_s$ )	$t/m^3$	2.11
Perméabilité (K)	m/s	$5 \times 10^{-6}$
Coefficient de compressibilité (Cc)	/	0.15
Coefficient de gonflement (Cg)	/	0.025
Cohésion C	bars	0.2
Angle de frottement interne $\varphi$	°	15

### Annexe A03 : Caractéristiques géotechniques de la zone d'emprunt

<b>Caractéristiques géotechniques</b>	<b>Unité</b>	<b>Valeur</b>
Teneur en eau (W)	%	14.80
Poids volumique humide ( $\gamma_h$ )	$t/m^3$	2.02
Poids volumique sec ( $\gamma_d$ )	$t/m^3$	1.80
Poids volumique saturé ( $\gamma_s$ )	$t/m^3$	2.11
Perméabilité (K)	m/s	$3 \times 10^{-8}$
Coefficient de compressibilité (Cc)	/	0.105
Coefficient de gonflement (Cg)	/	0.021
Cohésion C	bars	0.3
Angle de frottement interne $\varphi$	°	14



## Annexe B01 : Station pluviométrique : Sour El Ghozlane

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
1970													
PJ max (mm)	0	20.3	47	18.7	12.3	8.2	14	7.2	8.9	6.2	16.5	0	20.3
Totaux (mm)	0	52.9	124	42.2	63.3	14.6	50	21.6	12.5	7.9	24.8	0	413.8
1973													
PJ max (mm)	40.5	0.3	4.6	12.5	13.2	56.7	18	12	17.5	0	22.5	1.2	56.7
Totaux (mm)	44.4	0.5	6.8	46.3	19.8	173	61.6	49.2	20.1	0	2.25	1.7	425.65
1974													
PJ max (mm)	30.3	4	16.6	1.4	8	19.9	12.1	2.6	17.3	18.3	0.5	6.4	30.3
Totaux (mm)	53.8	15	30.7	1.8	13.1	40.2	57.9	7.8	57.5	25.9	0.8	1.44	305.94
1975													
PJ max (mm)	8	0.6	16.3	6.4	32	21.3	9.2	16	21.2	8.3	34.3	10.7	34.3
Totaux (mm)	14.1	1.1	73	24.6	33.6	70.9	26.5	81.9	58.5	20.7	4.74	1.44	411.08
1976													
PJ max (mm)	24.6	15.4	11.7	13.2	20.9	5.6	0	32	11.2	0	0	2.6	24.6
Totaux (mm)	46.9	51.1	25.5	38.1	35.3	10.4	0	81	33.5	0	0	2.6	324.4
1977													
PJ max (mm)	4	4.1	24.9	7.5	11.9	8.7	10.7	33.1	10.8	9.2	0	4.6	33.1
Totaux (mm)	4	6.1	63.9	13.8	51.5	31.2	48	91.2	45.2	9.2	0	6.1	370.2
1978													
PJ max (mm)	2.3	19.4	23.6	1.6	8.7	10.2	24	10.9	3.1	8.7	0	9.5	23.6
Totaux (mm)	2.3	54.2	51.8	5	33.4	137	44.4	38.4	6.4	18.4	0	9.5	400.8
1979													
PJ max (mm)	53.8	17.1	14	5.3	34.4	9.8	20.6	15.4	9.2	0.3	0	1.5	53.8
Totaux (mm)	69.9	57.9	46.2	12.4	66.8	22.3	45.6	62.6	32.1	0.3	0	1.5	417.6

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
1980													
PJ max (mm)	2.8	6.2	13.2	27.6	5	16.7	5.1	16.4	6.6	3.5	0	2.41	27.6
Totaux (mm)	7.2	15.6	54.7	124.3	6.7	59.1	31.1	61.8	11.3	5.1	0	3.63	380.53
1981													
PJ max (mm)	5.2	8.1	4	24.9	28	20.3	14.2	22.2	17.1	10.2	1.5	2	28
Totaux (mm)	13.5	19.5	5.5	64.1	143.7	68.1	38.2	38.4	47.8	11.7	1.5	2	454
1982													
PJ max (mm)	10.6	29.9	25.4	11.8	0	16.7	6	30.3	2.7	1.6	13.7	14.2	30.3
Totaux (mm)	30	60.6	80.9	41	0	34.2	13.1	30.3	7.8	2.8	19.3	25.6	345.6
1983													
PJ max (mm)	0.2	1.6	6.9	9.1	14.4	19.9	10.1	11.3	7	10.7	0	0	19.9
Totaux (mm)	0.2	3.9	13.4	24.4	53.6	55.9	26	42	20.4	15.8	0	0	255.6
1984													
PJ max (mm)	1.5	25.5	8.4	28.4	8	20.6	16	3.2	10.5	1.8	2.8	0	28.4
Totaux (mm)	3.1	45.2	30.1	81	41	35.2	67.7	7	54.8	1.8	2.8	0	369.7
1985													
PJ max (mm)	13.8	14.4	14.1	31.5	12.7	14	64.6	8	3.8	5.9	0	0.6	64.6
Totaux (mm)	35.1	19.8	38.8	57.6	51.4	30.7	140.5	15.1	4.8	9.7	0	0.6	404.1
1986													
PJ max (mm)	7.5	14.7	17.3	29.6	23.1	22.6	5.8	3	6.3	2.5	5	3.5	29.6
Totaux (mm)	12.8	45.9	49.7	83.7	70.7	83.8	9.5	9.1	8.4	4	5.3	4.3	387.2
1987													
PJ max (mm)	4.4	15.2	12.2	10.3	3.5	9.2	20	24.2	7.2	5.6	0	0	24.2
Totaux (mm)	6.6	29.7	42.9	24.2	15.8	22.7	43.7	45.5	23.5	10.5	0	0	265.1
1988													
PJ max (mm)	12.7	7.6	7.5	8.02	6	8.8	45.9	15.2	7.6	17	10.2	2.24	45.9
Totaux (mm)	23.7	16.6	24	23.04	23.9	20.3	62.2	92.4	11.6	24.4	17.4	4.41	343.95
1989													
PJ max (mm)	18.5	7	10	7.2	15.5	0	16.4	33.4	9.5	0	3.74	0.9	18.5
Totaux (mm)	29.2	19.2	20	14.9	38	0	38.4	58.5	52.1	0	6.8	0.9	278
1990													
PJ max (mm)	4.3	19.8	8.3	31.8	9.2	66.2	35.1	11.3	23	3.7	0	5.8	66.2
Totaux (mm)	12	25.5	38.2	78.6	29.9	115.9	104.2	36.3	32.8	6.5	0	8.8	488.7

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
1991													
PJ max (mm)	3.7	20	7.3	3.6	59.9	4.6	17	39.8	12.8	11	5.2	2.1	59.9
Totaux (mm)	5.9	66	11.8	6.1	81.5	8.9	61.4	111.1	10.7	17.1	8.5	2.1	391.1
1992													
PJ max (mm)	7.2	26.8	39.8	17.2	7.4	9.1	4.6	15.1	31.1	4	3	5.3	39.8
Totaux (mm)	14.4	40.3	81	32.3	15	23.6	15.5	25.3	38.4	7	3	11.2	307
1993													
PJ max (mm)	24	4.8	7	41.4	40	24.2	1.3	12.6	5.3	0.7	0.1	15.8	41.4
Totaux (mm)	68.2	14.4	18.5	84	80	46	1.7	44.8	8.1	0.7	0.1	18.2	384.7
1994													
PJ max (mm)	38.2	22.8	12.3	19.7	42.7	22.8	2.75	9.8	1.9	11	0	2.85	42.7
Totaux (mm)	91.3	61.8	32.1	36	102.8	39.3	10.39	18.9	2.2	18.6	0	3.62	417.01
1995													
PJ max (mm)	6.4	39	5.8	13.4	15.1	27.6	10	26.2	14.8	7.7	4.5	7.6	39
Totaux (mm)	12.6	57.9	8.9	25	58.5	93.5	26.6	68.3	50.8	13.4	14.8	8.5	438.8
1996													
PJ max (mm)	9.8	6.8	15.2	11.5	7.9	7.9	6.1	19.1	14.5	19.6	3.5	0.8	19.6
Totaux (mm)	20.1	13.1	23	40.4	33.9	14.2	10.5	59.7	22.1	19.6	3.5	2.45	262.55
1997													
PJ max (mm)	12.3	19.5	30.4	10.1	6.5	29.6	7	25	37	4.5	0	2.5	37
Totaux (mm)	47.6	59.5	71.3	47.5	11.9	57.4	16.9	44.6	13.39	4.5	0	4	378.59
1998													
PJ max (mm)	22.5	19.8	16	13	10.5	9.2	22	0	26.9	2.1	0	9.5	26.9
Totaux (mm)	45.8	43.6	83.1	41.3	42.3	28.2	90.9	0	33.7	4.1	0	10.9	423.9
1999													
PJ max (mm)	10.6	6.8	6.4	41.8	2	1.3	6.5	9.5	17.5	0.3	0	2	41.8
Totaux (mm)	38.7	16.2	25.5	132.2	3.4	1.3	12.7	26.6	34	0.3	0	2	292.9
2000													
PJ max (mm)	21	34.1	8.5	24.9	49.5	5.8	3.7	17.7	7.3	2.5	0	2.1	49.5
Totaux (mm)	33	81.8	34.8	53.4	148.6	25.3	5	49	8	2.5	0	2.1	443.5
2001													
PJ max (mm)	17.8	2.2	3.5	2.7	10.5	8.5	14.5	6.4	10.7	0.5	6	3.13	17.8
Totaux (mm)	78.1	3.6	10.3	12	22.7	26.8	14.5	14.1	20.4	0.5	7.5	7.73	218.23

	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<b>J</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>Annuel</b>
2002													
PJ max (mm)	11	9	37.5	13.8	38.6	20.7	5.1	4.1	9.7	5.3	6	2.89	38.6
Totaux (mm)	21.1	10.5	136.3	18.68	205.4	88.2	7.7	10.34	16	13.6	10.2	4.09	357.25
2003													
PJ max (mm)	16	30	8.3	2.54	15.5	4	10.5	24.5	3.35	2.5	2.1	1.6	24.5
Totaux (mm)	60.4	67.8	40.7	12.31	72.6	16.1	38.7	59	13.17	4	3.2	4.5	392.48
2004													
PJ max (mm)	30.5	16	22	23	11.5	10.4	7.1	10.4	7.3	7.3	10.7	3.8	30.5
Totaux (mm)	48.5	23.4	35.3	84.7	26	57.7	25.3	21.6	10.5	10.5	11.3	3.8	358.6
2005													
PJ max (mm)	10.5	26	28	28	39.8	29	14.7	53.5	22.6	8.2	4.6	2.7	53.5
Totaux (mm)	17.8	60.8	41.2	91.5	116	61.1	30.3	58.9	69.6	12.7	4.6	2.7	567.2
2006													
PJ max (mm)	23.5	0	29	15.4	5	24.5	7.37	3.5	16.6	16.8	0	7.5	24.5
Totaux (mm)	34.2	0	29	56.5	6	54.3	17.86	10.02	24.1	18.2	0	7.5	257.68
2007													
PJ max (mm)	34	17.2	27	11.3	7.1	8	9	23.3	15.5	14.5	3.2	2.5	34
Totaux (mm)	65.8	82.4	72.8	39.1	11.6	17.5	20.2	31.1	66.9	24.6	5.7	2.5	440.2
2008													
PJ max (mm)	36	13	17.6	16.5	18	8.5	26.5	20.8	17.3	1.5	0.5	8.8	36
Totaux (mm)	78.5	36.9	53.8	60.1	97.1	23.9	74.9	90	20.8	2.5	1	13.9	553.4
2009													
PJ max (mm)	5	5.7	32	14.5	12.5	24.6	25	10.5	17.4	10.8	0	26	26
Totaux (mm)	10.61	9.8	103	63.6	42	86	62.6	23.1	45.7	19.8	0	32.7	498.91
2010													
PJ max (mm)	4	19.8	26	8	7.4	35	13.5	2.85	2.9	9.5	0	7	19.8
Totaux (mm)	6.1	63.3	91.9	30.3	37.7	116.4	60.9	11.62	10.07	25.9	0	10.5	464.69

## Annexe B02 : Résultats du test de Wilcoxon

<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X ∪ Y Classé</b>	<b>Rang</b>	<b>Origine</b>
413.8	278	553.4	1	Y
425.65	488.7	498.91	2	Y
305.94	391.1	488.7	3	Y
411.08	307	467.2	4	Y
324.4	384.7	464.69	5	Y
370.2	417.01	454	6	X
400.8	438.8	443.5	7	Y
417.6	262.55	440.2	8	Y
380.53	378.59	438.8	9	Y
454	423.9	425.65	10	X
345.6	292.9	423.9	11	Y
255.6	443.5	417.6	12	X
369.7	218.23	417.01	13	Y
404.1	357.25	413.8	14	X
387.2	392.48	411.08	15	X
265.1	358.6	404.1	16	X
343.95	467.2	400.8	17	X
	257.68	392.48	18	Y
	440.2	391.1	19	Y
	553.4	387.2	20	X
	498.91	384.7	21	Y
	464.69	380.53	22	X
		378.59	23	Y
		370.2	24	X
		369.7	25	X
		358.6	26	Y
		357.25	27	Y
		345.6	28	X
		343.95	29	X
		324.4	30	X
		307	31	Y
		305.94	32	X
		292.9	33	Y
		278	34	Y
		265.1	35	X
		262.55	36	Y
		257.68	37	Y
		255.6	38	X
		218.23	39	Y

## Annexe B03 : Table de $\chi^2$

*	0,9	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,001
1	0,016	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	5,412	6,635	10,827
2	0,211	1,386	2,408	3,219	4,605	5,991	7,824	9,210	13,815
3	0,584	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	9,837	11,345	16,266
4	1,064	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	11,668	13,277	18,467
5	1,610	4,351	6,064	7,289	9,236	11,070	13,388	15,086	20,515
6	2,204	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	15,033	16,812	22,457
7	2,833	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	16,622	18,475	24,322
8	3,490	7,344	9,524	11,030	13,362	15,507	18,168	20,090	26,125
9	4,168	8,343	10,656	12,242	14,684	16,919	19,679	21,666	27,877
10	4,865	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	21,161	23,209	29,588
11	5,578	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	22,618	24,725	31,264
12	6,304	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	24,054	26,217	32,909
13	7,042	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	25,472	27,688	34,528
14	7,790	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	26,873	29,141	36,123
15	8,547	14,339	17,322	19,311	22,307	24,996	28,259	30,578	37,697
16	9,312	15,338	18,418	20,465	23,542	26,296	29,633	32,000	39,252
17	10,085	16,338	19,511	21,615	24,769	27,587	30,995	33,409	40,790
18	10,865	17,338	20,601	22,760	25,989	28,869	32,346	34,805	42,312
19	11,651	18,338	21,689	23,900	27,204	30,144	33,687	36,191	43,820
20	12,443	19,337	22,775	25,038	28,412	31,410	35,020	37,566	45,315
21	13,240	20,337	23,858	26,171	29,615	32,671	36,343	38,932	46,797
22	14,041	21,337	24,939	27,301	30,813	33,924	37,659	40,289	48,268
23	14,848	22,337	26,018	28,429	32,007	35,172	38,968	41,638	49,728
24	15,659	23,337	27,096	29,553	33,196	36,415	40,270	42,980	51,179
25	16,473	24,337	28,172	30,675	34,382	37,652	41,566	44,314	52,620
26	17,292	25,336	29,246	31,795	35,563	38,885	42,856	45,642	54,052
27	18,114	26,336	30,319	32,912	36,741	40,113	44,140	46,963	55,476
28	18,939	27,336	31,391	34,027	37,916	41,337	45,419	48,278	56,893
29	19,768	28,336	32,461	35,139	39,087	42,557	46,693	49,588	58,302
30	20,599	29,336	33,530	36,250	40,256	43,773	47,962	50,892	59,703

\* en lignes = ddl (degré de liberté)

\* en colonnes = la probabilité

### Annexe B04 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80% (m³)	U80% (m³)	A-U (m³)	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
				Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)	Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)
J	11000	0	11000	59257.63	48257.63		48257.63	48257.63	
					59257.63		37257.63	48257.63	11000
A	16000	0	16000	75257.63	75257.63		32257.63	48257.63	16000
S	83000	0	83000	158257.63	158257.63		-29425.37	48257.63	77683
O	93000	0	93000	251257.63	160107	91150.63	53574.63	53574.63	
N	130000	119987	10013	170120	160107.63	10012.37	146574.63	146574.63	
D	122000	120900	1100	161207.63	160107.63	1100	156587.63	156587.63	
J	120000	118500	1500	161607.63	160107.63	1500	157687.63	157687.63	
F	130000	129080	920	161027.63	160107.63	920	159187.63	159187.63	
M	105000	110000	-5000	155107.63	155107.63		160107.63	160107.63	
A	110000	110900	-900	154207.63	154207.63		155107.63	155107.63	
M	70000	101980	-31980	122227.63	122227.63		154207.63	154207.63	
J	27000	100970	-73970	48257.63	48257.63		122227.63	122227.63	
somme	1017000	912317	104683			104683	48257.63	48257.63	104683

**Annexe B05 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes**

Mois	A80% (m³)	U80% (m³)	Les pertes (m³)	A-(U+P) (m³)	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
					Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)	Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)
J	11000	0	2802.58	8197.424	56455.054	48257.63		48257.63	48257.63	
						56455.054		40060.206	48257.63	8197.424
A	16000	0	5107.15	10892.847	67347.901	67347.901		37364.783	48257.63	10892.847
S	83000	0	5995.15	77004.847	144352.748	144352.748		29225.206	48257.63	19032.424
O	93000	0	7695.15	85304.847	229657.595	195218.124	34439.471	106230.053	106230.053	
N	130000	119987	6329.78	3683.224	198901.348	195218.124	3683.224	191534.900	191534.900	
D	122000	120900	4433.28	-3333.276	191884.848	191884.848		195218.124	195218.124	
J	120000	118500	4242.15	-2742.153	189142.695	189142.695		191884.848	191884.848	
F	130000	129080	4746.35	-3826.353	185316.342	185316.342		189142.695	189142.695	
M	105000	110000	5529.35	-10529.35	174786.989	174786.989		185316.342	185316.342	
A	110000	110900	6693.15	-7593.153	167193.836	167193.836		174786.989	174786.989	
M	70000	101980	7153.35	-39133.35	128060.483	128060.483		167193.836	167193.836	
J	27000	100970	5832.85	-79802.85	48257.63	48257.63		128060.483	128060.483	
somme	1017000	912317		38122.695			38122.695	48257.63	48257.63	38122.695



**Annexe B06 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la deuxième approximation**

Mois	A80% (m³)	U80% (m³)	Les pertes (m³)	A-(U+P) (m³)	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
					Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)	Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)
J	11000	0	2553.551	8446.449	56704.079	48257.63		48257.63	48257.63	
						56704.079		39811.181	48257.63	8446.449
A	16000	0	4406.03	11593.97	68298.05	68298.05		36663.66	48257.63	11593.97
S	83000	0	5411.007	77588.993	145887.042	145887.042		31537.629	48257.63	16720.001
O	93000	0	7104.103	85895.897	231782.939	198633.93	33149.009	109126.622	109126.622	
N	130000	119987	6401.589	3611.411	202245.341	198633.93	3611.411	195022.519	195022.519	
D	122000	120900	5139.862	-4039.862	194594.068	194594.068		198633.93	198633.93	
J	120000	118500	4928.275	-3428.275	191165.793	191165.793		194594.068	194594.068	
F	130000	129080	5444.598	-4524.598	186641.195	186641.195		191165.793	191165.793	
M	105000	110000	6225.033	-11225.033	175416.162	175416.162		186641.195	186641.195	
A	110000	110900	7419.808	-8319.808	167096.354	167096.354		175416.162	175416.162	
M	70000	101980	7341.543	-39321.543	127774.811	127774.811		167096.354	167096.354	
J	27000	100970	5547.181	-79517.18	48257.63			127774.811	127774.811	
somme	1017000	912317		36760.42			36760.42	48257.63	48257.63	36760.42

## Annexe 07 : Valeur de CN (McCuen, 2004)

**TABLE 3-18** Runoff Curve Numbers (average watershed condition,  $I_a = 0.2S$ )

Land Use Description			Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Fully developed urban areas <sup>a</sup> (vegetation established)						
Lawns, open spaces, parks, golf courses, cemeteries, etc.						
· Good condition; grass cover on 75% or more of the area			39	61	74	80
· Fair condition; grass cover on 50% to 75% of the area			49	69	79	84
· Poor condition; grass cover on 50% or less of the area			68	79	86	89
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.			98	98	98	98
Streets and roads						
Paved with curbs and storm sewers			98	98	98	98
Gravel			76	85	89	91
Dirt			72	82	87	89
Paved with open ditches			83	89	92	93
			Average % impervious <sup>b</sup>			
Commercial and business areas			85	89	92	94
Industrial districts			72	81	88	91
Row houses, town houses, and residential with lots sizes 1/8 acre or less			65	77	85	90
Residential: average lot size						
1/4 acre			38	61	75	83
1/3 acre			30	57	72	81
1/2 acre			25	54	70	80
1 acre			20	51	68	79
2 acre			12	46	65	77
Developing urban areas <sup>c</sup> (no vegetation established)						
Newly graded area			77	86	91	94
Western desert urban areas						
Natural desert landscaping (pervious area only) <sup>f</sup>			63	77	85	88
Artificial desert landscaping			96	96	96	96

Land Use Description			Treatment or Practice <sup>d</sup>	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
					A	B	C	D
Cultivated agricultural land								
Fallow								
			Straight row or bare soil		77	86	91	94
			Conservation tillage	Poor	76	85	90	93
			Conservation tillage	Good	74	83	88	90
Row crops								
			Straight row	Poor	72	81	88	91
			Straight row	Good	67	78	85	89
			Conservation tillage	Poor	71	80	87	90
			Conservation tillage	Good	64	75	82	85
			Contoured	Poor	70	79	84	88
			Contoured	Good	65	75	82	86
			Contoured and conservation tillage	Poor	69	78	83	87
			conservation tillage	Good	64	74	81	85

**TABLE 3-18** Runoff Curve Numbers (average watershed condition,  $I_a = 0.2S$ ) (Continued)

Land Use Description	Treatment or Practice <sup>d</sup>	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Small grain	Contoured and terraces	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraces	Good	62	71	78	81
	Contoured and terraces	Poor	65	73	79	81
	and conservation tillage	Good	61	70	77	80
	Straight row	Poor	65	76	84	88
	Straight row	Good	63	75	83	87
	Conservation tillage	Poor	64	75	83	86
	Conservation tillage	Good	60	72	80	84
	Contoured	Poor	63	74	82	85
	Contoured	Good	61	73	81	84
	Contoured and	Poor	62	73	81	84
	conservation tillage	Good	60	72	80	83
	Contoured and terraces	Poor	61	72	79	82
	Contoured and terraces	Good	59	70	78	81
	Contoured and terraces	Poor	60	71	78	81
and conservation tillage	Good	58	69	77	80	
Close-seeded legumes rotations meadows <sup>e</sup>	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
	Contoured and terraces	Poor	63	73	80	83
	Contoured and terraces	Good	51	67	76	80
Noncultivated agricultural land Pasture or range	No mechanical treatment	Poor	68	79	86	89
	No mechanical treatment	Fair	49	69	79	84
	No mechanical treatment	Good	39	61	74	80
	Contoured	Poor	47	67	81	88
	Contoured	Fair	25	59	75	83
	Contoured	Good	6	35	70	79
	Meadow	—	30	58	71	78
Forestland—grass or orchards—evergreen deciduous		Poor	55	73	82	86
		Fair	44	65	76	82
		Good	32	58	72	79
Brush		Poor	48	67	77	83
		Fair	35	56	70	77
		Good	30	48	65	73
Woods		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
		Good	25	55	70	77
Farmsteads	—	59	74	82	86	
Forest-range Herbaceous		Poor	<sup>f</sup>	80	87	93
		Fair		71	81	89
		Good		62	74	85

**TABLE 3-18** Runoff Curve Numbers (average watershed condition,  $I_a = 0.2S$ ) (Continued)

Land Use Description	Treatment or Practice <sup>d</sup>	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Juniper		Poor	<sup>g</sup>	75	85	89
		Fair		58	73	80
		Good		41	61	71
Sage-grass		Poor		67	80	85
		Fair		51	63	70
		Good		35	47	55

<sup>a</sup>For land uses with impervious areas, curve numbers are computed assuming that 100% of runoff from impervious areas is directly connected to the drainage system. Pervious areas (lawn) are considered to be equivalent to lawns in good condition. The impervious areas have a *CN* of 98.

<sup>b</sup>Includes paved streets.

<sup>c</sup>Use for the design of temporary measures during grading and construction. Impervious area percent for urban areas under development vary considerably. The user will determine the percent impervious. Then using the newly graded area *CN*, the composite *CN* can be computed for any degree of development.

<sup>d</sup>For conservation tillage poor hydrologic condition, 5 to 20% of the surface is covered with residue (less than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain). For conservation tillage good hydrologic condition, more than 20% of the surface is covered with residue (greater than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain).

<sup>e</sup>Close-drilled or broadcast.

For noncultivated agricultural land:

Poor hydrologic condition has less than 25% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 25 and 50% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 50% ground cover density.

For forest-range:

Poor hydrologic condition has less than 30% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 30 and 70% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 70% ground cover density.

<sup>f</sup>Composite *CN*'s for natural desert landscaping should be computed using Figure 3-21 based on the impervious area percentage (*CN* = 98) and the pervious area *CN*. The pervious area *CN*'s are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.

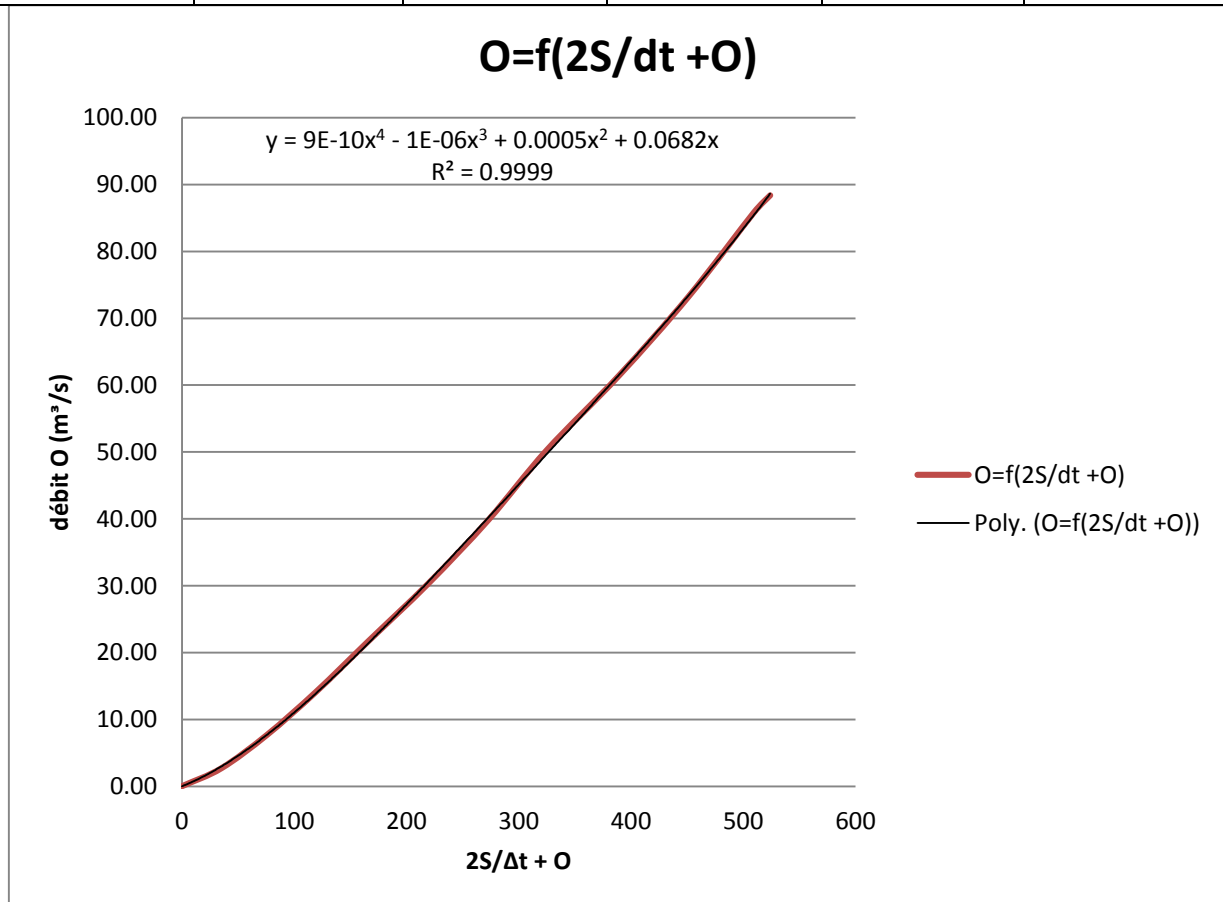
<sup>g</sup>Curve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

## Annexe B08 : Laminage de crue par la méthode de Muskingum

Calcul de la courbe caractéristique  $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$  :

Pour  $b = 10m$

H(m)	Côte (m)	A (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	O (m <sup>3</sup> /s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
2.55	915.55	61500	156825	88.38	524.01
2.5	915.5	61000	152500	85.79	509.40
2.25	915.25	60500	136125	73.25	451.38
2	915	59000	118000	61.39	389.17
1.75	914.75	56500	98875	50.25	324.90
1.5	914.5	56000	84000	39.87	273.21
1.25	914.25	54500	68125	30.33	219.57
1	914	52000	52000	21.70	166.15
0.75	913.75	50500	37875	14.10	119.31
0.5	913.5	49000	24500	7.67	75.73
0.25	913.25	47000	11750	2.71	35.35
0	913	45000	0	0.00	0.00



**Figure II. 1** : courbe caractéristique de la retenue collinaire

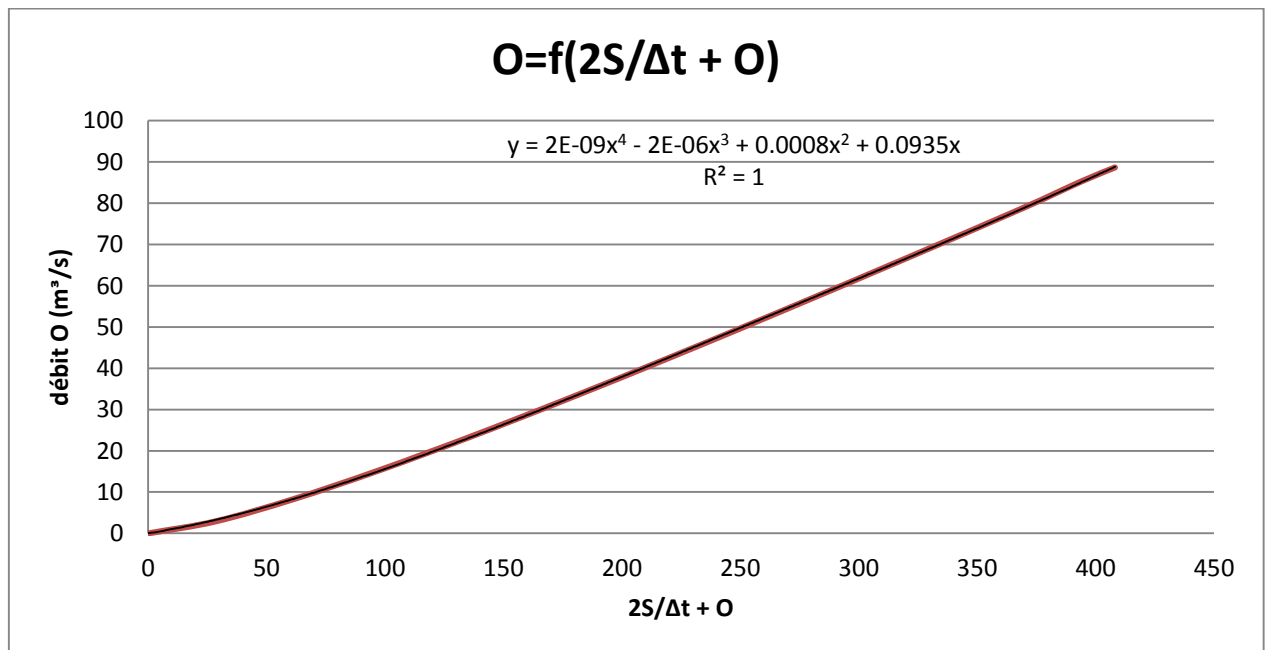
Calcul de l'hydro-gramme laminé :

<b>T(h)</b>	<b>I (m³/s)</b>	<b>I1+I2 (m³/s)</b>	<b>2S/Δt+O</b>	<b>(2S/Δt+O)- 2O</b>	<b>O (m³/s)</b>
0	0	0.4	0.00	0.00	0.00
0.2	0.4	2.8	0.40	0.35	0.03
0.4	2.4	7.9	3.15	2.71	0.22
0.6	5.5	30.9	10.61	9.05	0.78
0.8	25.4	93.9	39.95	33.03	3.46
1	68.5	156.8	126.93	97.13	14.90
1.2	88.3	162	253.93	180.07	36.93
1.4	73.7	124.9	342.07	233.81	54.13
1.6	51.2	88.5	358.71	243.62	57.55
1.8	37.3	65.3	332.12	227.88	52.12
2	28	49.7	293.18	204.34	44.42
2.2	21.7	39.4	254.04	180.14	36.95
2.4	17.7	32.8	219.54	158.38	30.58
2.6	15.1	28.4	191.18	140.12	25.53
2.8	13.3	24.8	168.52	125.26	21.63
3	11.5	21	150.06	112.92	18.57
3.2	9.5	17	133.92	101.94	15.99
3.4	7.5	13	118.94	91.58	13.68
3.6	5.5	9	104.58	81.45	11.56
3.8	3.5	5	90.45	71.29	9.58
4	1.5	1.7	76.29	60.89	7.70
4.2	0.2	0.3	62.59	50.60	6.00
4.4	0.1	0.1	50.90	41.62	4.64
4.6	0	0	41.72	34.43	3.65
4.8	0	0	34.43	28.62	2.90
5	0	0	28.62	23.95	2.34
5.2	0	0	23.95	20.13	1.91
5.4	0	0	20.13	17.00	1.57
5.6	0	0	17.00	14.40	1.30
5.8	0	0	14.40	12.23	1.08
6	0	0	12.23	10.42	0.91
6.2	0	0	10.42	8.89	0.76
6.4	0	0	8.89	7.60	0.65

Calcul de la courbe caractéristique  $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$  :

Pour  $b = 15m$

H(m)	Côte (m)	A (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	O (m <sup>3</sup> /s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
1.95	914.95	59000	115050	88.65	408.24
1.9	914.9	58500	111150	85.26	394.01
1.8	914.8	58000	104400	78.62	368.62
1.6	914.6	56500	90400	65.89	317.00
1.4	914.4	55000	77000	53.93	267.82
1.2	914.2	53500	64200	42.80	221.13
1	914	52000	52000	32.56	177.00
0.8	913.8	50500	40400	23.30	135.52
0.6	913.6	49000	29400	15.13	96.80
0.4	913.4	47500	19000	8.24	61.01
0.2	913.2	46000	9200	2.91	28.47
0	913	44500	0	0.00	0.00



**Figure II. 2** : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Calcul de l'hydro-gramme laminé :

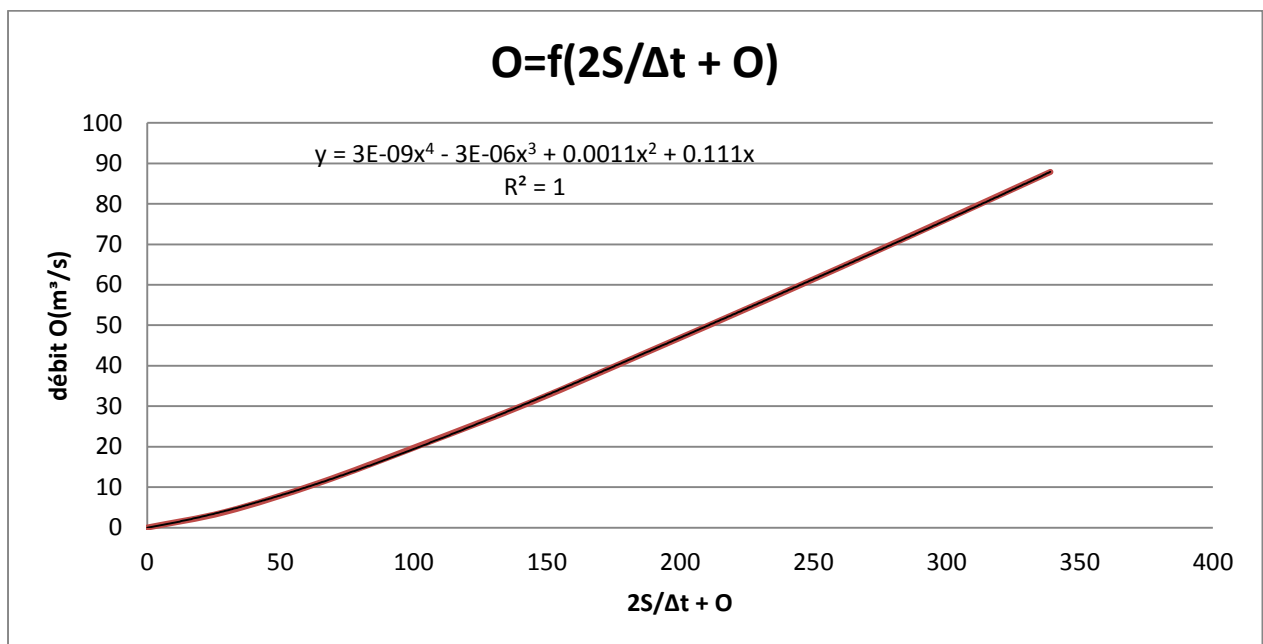
<b>T(h)</b>	<b>I (m³/s)</b>	<b>I1+I2 (m³/s)</b>	<b>2S/Δt+O</b>	<b>(2S/Δt+O)- 2O</b>	<b>O (m³/s)</b>
0	0	0.4	0.00	0.00	0.00
0.2	0.4	2.8	0.40	0.31	0.04
0.4	2.4	7.9	3.11	2.36	0.30
0.6	5.5	30.9	10.26	7.75	1.06
0.8	25.4	93.9	38.65	28.35	4.78
1	68.5	156.8	122.25	83.15	20.46
1.2	88.3	162	239.95	150.84	47.37
1.4	73.7	124.9	312.84	191.02	63.92
1.6	51.2	88.5	315.92	192.73	63.19
1.8	37.3	65.3	281.23	173.55	53.82
2	28	49.7	238.85	150.23	43.53
2.2	21.7	39.4	199.93	128.56	34.63
2.4	17.7	32.8	167.96	110.32	27.72
2.6	15.1	28.4	143.12	95.75	22.66
2.8	13.3	24.8	124.15	84.31	19.01
3	11.5	21	109.11	75.02	16.27
3.2	9.5	17	96.02	66.78	13.96
3.4	7.5	13	83.78	58.89	11.86
3.6	5.5	9	71.89	51.09	9.89
3.8	3.5	5	60.09	43.18	8.01
4	1.5	1.7	48.18	35.01	6.21
4.2	0.2	0.3	36.71	26.98	4.58
4.4	0.1	0.1	27.28	20.24	3.33
4.6	0	0	20.34	15.20	2.48
4.8	0	0	15.20	11.42	1.87
5	0	0	11.42	8.61	1.43
5.2	0	0	8.61	6.51	1.11
5.4	0	0	6.51	4.93	0.87
5.6	0	0	4.93	3.74	0.68
5.8	0	0	3.74	2.85	0.54
6	0	0	2.85	2.16	0.43
6.2	0	0	2.16	1.65	0.35
6.4	0	0	1.65	1.26	0.28



Calcul de la courbe caractéristique  $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$  :

Pour  $b = 20m$

H(m)	Côte (m)	A (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	O (m <sup>3</sup> /s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
1.60	914.6	56500	90400	87.85	338.96
1.4	914.4	55000	77000	71.91	285.80
1.2	914.2	53500	64200	57.06	235.40
1.0	914	52000	52000	43.41	187.85
0.8	913.8	51000	40800	31.06	144.39
0.6	913.6	49000	29400	20.17	101.84
0.4	913.4	48000	19200	10.98	64.31
0.2	913.2	46000	9200	3.88	29.44
0	913	45000	0	0.00	0.00



**Figure II. 3** : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Calcul de l'hydro-gramme laminé :

<b>T(h)</b>	<b>I (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>I1+I2 (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>2S/Δt+O</b>	<b>(2S/Δt+O)- 2O</b>	<b>O (m<sup>3</sup>/s)</b>
0	0	0.4	0	0	0
0.2	0.4	2.8	0.40	0.29	0.04
0.4	2.4	7.9	3.09	2.23	0.36
0.6	5.5	30.9	10.13	7.22	1.26
0.8	25.4	93.9	38.12	25.75	5.77
1	68.5	156.8	119.65	69.96	24.87
1.2	88.3	162	226.76	113.72	55.07
1.4	73.7	124.9	275.72	131.58	69.89
1.6	51.2	88.5	256.48	124.58	65.65
1.8	37.3	65.3	213.08	108.63	53.40
2	28	49.7	173.93	93.46	41.50
2.2	21.7	39.4	143.16	80.58	32.09
2.4	17.7	32.8	119.98	70.11	25.32
2.6	15.1	28.4	102.91	61.89	20.64
2.8	13.3	24.8	90.29	55.50	17.40
3	11.5	21	80.30	50.23	14.98
3.2	9.5	17	71.23	45.29	12.89
3.4	7.5	13	62.29	40.25	10.93
3.6	5.5	9	53.25	34.98	9.04
3.8	3.5	5	43.98	29.39	7.22
4	1.5	1.7	34.39	23.40	5.44
4.2	0.2	0.3	25.10	17.38	3.86
4.4	0.1	0.1	17.68	12.41	2.68
4.6	0	0	12.51	8.88	1.91
4.8	0	0	8.88	6.34	1.38
5	0	0	6.34	4.55	1.02
5.2	0	0	4.55	3.27	0.76
5.4	0	0	3.27	2.36	0.57
5.6	0	0	2.36	1.71	0.43
5.8	0	0	1.71	1.24	0.33
6	0	0	1.24	0.90	0.25
6.2	0	0	0.90	0.65	0.20
6.4	0	0	0.65	0.47	0.15

**Annexe C : Stabilité des talus**

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval  $R = 22\text{ m}$

<b>N Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h digue</b>	<b>h fondation</b>	<b>Gn</b>	<b>sin <math>\alpha</math></b>	<b>con <math>\alpha</math></b>	<b>Nn</b>	<b>Tn</b>	<b>dl</b>	<b>Fc</b>	<b>tg <math>\phi</math></b>	<b>Ff</b>	<b>dn</b>	<b>T</b>
-4.00	2.70	1.90	0.11	9.71	-0.33	0.94	9.15	3.24	2.86	8.59	0.25	2.29	5.00	9.70
-3.00	2.70	2.45	1.40	17.96	-0.25	0.97	17.38	4.49	2.79	8.37	0.25	4.35	4.08	14.63
-2.00	2.70	3.43	2.27	26.48	-0.17	0.99	26.11	4.41	2.74	8.21	0.25	6.53	3.15	16.68
-1.00	2.70	4.42	2.78	33.49	-0.08	1.00	33.37	-2.79	2.71	8.13	0.25	8.34	2.40	16.08
0.00	2.70	5.40	2.95	38.99	0.00	1.00	38.99	0.00	2.70	8.10	0.25	9.75	1.83	14.23
1.00	2.70	6.39	2.78	43.07	0.08	1.00	42.92	3.59	2.71	8.13	0.25	10.73	1.42	12.19
2.00	2.70	7.37	2.27	45.62	0.17	0.99	44.99	7.60	2.74	8.21	0.25	11.25	1.18	10.77
3.00	2.70	8.35	1.40	46.63	0.25	0.97	45.15	11.66	2.79	8.37	0.25	11.29	1.13	10.49
4.00	2.70	9.34	0.11	45.87	0.33	0.94	43.24	15.29	2.86	8.59	0.25	10.81	1.28	11.70
5.00	2.70	8.64	0.00	41.99	0.42	0.91	38.17	17.50	2.97	8.91	0.25	9.54	1.68	14.11
6.00	2.70	7.14	0.00	34.70	0.50	0.87	30.05	17.35	3.12	9.35	0.25	7.51	2.43	16.86
7.00	2.70	4.50	0.00	21.87	0.58	0.81	17.76	12.76	3.32	9.97	0.25	4.44	3.75	16.40
somme								<b>95.09</b>		<b>102.94</b>		<b>96.82</b>		<b>7.45</b>

<b>Coefficient de sécurité</b>	
<b>K<sub>ss</sub></b>	<b>2.10</b>
<b>K<sub>as</sub></b>	<b>1.95</b>

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval  $R = 26.96 \text{ m}$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5.00	2.70	0.76	0.65	6.50	-0.33	0.94	6.13	2.17	2.86	8.59	0.25	1.53	5.30	6.89
-4.00	2.70	1.90	2.01	17.92	-0.27	0.96	17.27	4.78	2.80	8.40	0.25	4.32	4.05	14.50
-3.00	2.70	2.38	3.02	24.61	-0.20	0.98	24.12	4.92	2.76	8.27	0.25	6.03	3.30	16.24
-2.00	2.70	3.37	3.72	32.45	-0.13	0.99	32.16	-4.33	2.72	8.17	0.25	8.04	2.46	15.93
-1.00	2.70	4.35	4.13	38.98	-0.07	1.00	38.90	-2.60	2.71	8.12	0.25	9.72	1.76	13.72
0.00	2.70	5.34	4.27	44.40	0.00	1.00	44.40	0.00	2.70	8.10	0.25	11.10	1.20	10.61
1.00	2.70	6.32	4.13	48.56	0.07	1.00	48.45	3.24	2.71	8.12	0.25	12.11	0.78	7.53
2.00	2.70	7.31	3.72	51.60	0.13	0.99	51.14	6.88	2.72	8.17	0.25	12.78	0.49	5.00
3.00	2.70	8.29	3.02	53.34	0.20	0.98	52.26	10.67	2.76	8.27	0.25	13.06	0.35	3.68
4.00	2.70	9.28	2.01	53.78	0.27	0.96	51.84	14.34	2.80	8.40	0.25	12.96	0.36	3.82
5.00	2.70	10.91	0.65	55.83	0.33	0.94	52.64	18.61	2.86	8.59	0.25	13.16	0.22	2.46
6.00	2.70	10.10	0.00	49.09	0.40	0.92	44.99	19.63	2.95	8.84	0.25	11.25	0.95	9.33
7.00	2.70	8.76	0.00	42.57	0.47	0.88	37.65	19.87	3.05	9.16	0.25	9.41	1.62	13.79
8.00	2.70	6.50	0.00	31.59	0.53	0.85	26.72	16.85	3.19	9.58	0.25	6.68	2.75	17.37
9.00	2.70	2.05	0.00	9.96	0.60	0.80	7.97	5.98	3.38	10.13	0.25	1.99	4.98	9.91
somme								<b>121.01</b>		<b>128.90</b>		<b>134.15</b>		<b>5.59</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.17
Kas	2.08

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval  $R = 30 \text{ m}$

<b>N Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h digue</b>	<b>h fondation</b>	<b>Gn</b>	<b>sin <math>\alpha</math></b>	<b>con <math>\alpha</math></b>	<b>Nn</b>	<b>Tn</b>	<b>dl</b>	<b>Fc</b>	<b>tg <math>\phi</math></b>	<b>Ff</b>	<b>dn</b>	<b>T</b>
-4.00	2.70	1.50	0.00	7.29	-0.29	0.96	6.99	2.08	2.82	8.45	0.25	1.75	5.25	7.65
-3.00	2.70	1.97	0.62	12.25	-0.21	0.98	11.97	2.63	2.76	8.29	0.25	2.99	4.71	11.53
-2.00	2.70	2.95	1.24	19.69	-0.14	0.99	19.49	2.81	2.73	8.18	0.25	4.87	3.91	15.38
-1.00	2.70	3.94	1.61	26.10	-0.07	1.00	26.04	-1.86	2.71	8.12	0.25	6.51	3.23	16.84
0.00	2.70	4.92	1.73	31.38	0.00	1.00	31.38	0.00	2.70	8.10	0.25	7.85	2.68	16.79
1.00	2.70	5.91	1.61	35.68	0.07	1.00	35.59	2.55	2.71	8.12	0.25	8.90	2.24	15.98
2.00	2.70	6.89	1.24	38.84	0.14	0.99	38.44	5.55	2.73	8.18	0.25	9.61	1.94	15.03
3.00	2.70	8.49	0.62	43.94	0.21	0.98	42.92	9.42	2.76	8.29	0.25	10.73	1.45	12.70
4.00	2.70	8.58	0.00	41.70	0.29	0.96	39.96	11.91	2.82	8.45	0.25	9.99	1.71	14.26
5.00	2.70	8.37	0.00	40.68	0.36	0.93	38.00	14.53	2.89	8.67	0.25	9.50	1.82	14.77
6.00	2.70	7.81	0.00	37.96	0.43	0.90	34.29	16.27	2.99	8.97	0.25	8.57	2.10	15.90
7.00	2.70	6.84	0.00	33.24	0.50	0.87	28.79	16.62	3.12	9.35	0.25	7.20	2.58	17.15
8.00	2.70	5.32	0.00	25.86	0.57	0.82	21.22	14.77	3.29	9.87	0.25	5.30	3.34	17.27
9.00	2.70	2.38	0.00	11.57	0.64	0.77	8.86	7.44	3.52	10.57	0.25	2.22	4.81	11.13
somme								<b>104.71</b>		<b>121.63</b>		<b>95.98</b>		<b>6.75</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.08
Kas	1.95

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval  $R = 34 m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-4.00	2.70	0.72	1.26	8.94	-0.27	0.96	8.62	2.38	2.80	8.40	0.25	2.15	5.01	8.96
-3.00	2.70	1.90	2.04	18.05	-0.20	0.98	17.68	3.61	2.76	8.27	0.25	4.42	4.03	14.55
-2.00	2.70	2.36	2.59	22.66	-0.13	0.99	22.46	3.02	2.72	8.17	0.25	5.61	3.53	15.97
-1.00	2.70	3.35	2.91	28.85	-0.07	1.00	28.79	-1.92	2.71	8.12	0.25	7.20	2.87	16.56
0.00	2.70	4.33	3.02	34.09	0.00	1.00	34.09	0.00	2.70	8.10	0.25	8.52	2.33	15.85
1.00	2.70	5.31	2.91	38.38	0.07	1.00	38.29	2.56	2.71	8.12	0.25	9.57	1.89	14.51
2.00	2.70	6.30	2.59	41.81	0.13	0.99	41.43	5.57	2.72	8.17	0.25	10.36	1.56	13.00
3.00	2.70	7.28	2.04	44.19	0.20	0.98	43.30	8.84	2.76	8.27	0.25	10.83	1.34	11.84
4.00	2.70	8.27	1.26	45.64	0.27	0.96	43.98	12.17	2.80	8.40	0.25	11.00	1.24	11.27
5.00	2.70	9.25	0.23	45.95	0.33	0.94	43.32	15.32	2.86	8.59	0.25	10.83	1.26	11.58
6.00	2.70	9.15	0.00	44.47	0.40	0.92	40.76	17.79	2.95	8.84	0.25	10.19	1.43	12.67
7.00	2.70	8.50	0.00	41.31	0.47	0.88	36.54	19.28	3.05	9.16	0.25	9.13	1.75	14.46
8.00	2.70	7.36	0.00	35.77	0.53	0.85	30.26	19.08	3.19	9.58	0.25	7.56	2.32	16.60
9.00	2.70	5.86	0.00	28.48	0.60	0.80	22.78	17.09	3.38	10.13	0.25	5.70	3.07	17.49
10.00	2.70	2.74	0.00	13.32	0.67	0.75	9.93	8.88	3.62	10.87	0.25	2.48	4.63	12.33
somme								<b>133.66</b>		<b>131.18</b>		<b>115.56</b>		<b>6.11</b>

Coefficient de sécurité	
K <sub>ss</sub>	1.85
K <sub>as</sub>	1.76

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval  $R = 26 \text{ m}$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-2	3.4	2.9	3.24	35.37	-0.18	0.98	34.78	6.43	3.46	10.37	0.25	8.70	2.93	20.73
-1	3.4	3.38	3.6	40.27	-0.09	1.00	40.10	3.66	3.41	10.24	0.25	10.03	2.51	20.22
0	3.4	4.62	3.77	48.78	0.00	1.00	48.78	0.00	3.40	10.20	0.25	12.20	1.81	17.61
1	3.4	5.86	3.6	55.45	0.09	1.00	55.22	5.04	3.41	10.24	0.25	13.80	1.27	14.08
2	3.4	7.1	3.09	60.26	0.18	0.98	59.26	10.96	3.46	10.37	0.25	14.81	0.91	10.91
3	3.4	8.37	2.21	63.25	0.27	0.96	60.85	17.25	3.53	10.60	0.25	15.21	0.71	8.98
4	3.4	9.52	0	58.26	0.36	0.93	54.27	21.19	3.65	10.95	0.25	13.57	1.24	14.45
5	3.4	9.04	0	55.32	0.45	0.89	49.28	25.15	3.82	11.45	0.25	12.32	1.48	16.38
6	3.4	8.03	0	49.14	0.55	0.84	41.19	26.81	4.06	12.17	0.25	10.30	1.99	19.51
7	3.4	6.35	0	38.86	0.64	0.77	29.98	24.73	4.41	13.22	0.25	7.49	2.83	21.96
8	3.4	3.23	0	19.77	0.73	0.69	13.57	14.38	4.95	14.86	0.25	3.39	4.39	17.34
somme								<b>155.59</b>		<b>124.69</b>		<b>121.82</b>		<b>7.01</b>

Coefficient de sécurité	
K <sub>ss</sub>	1.58
K <sub>as</sub>	1.51

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont  $R = 25 m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-4.00	2.50	1.73	0.00	7.79	-0.31	0.95	7.41	2.40	2.63	7.88	0.25	1.85	5.14	8.00
-3.00	2.50	3.44	0.09	15.84	-0.23	0.97	15.41	3.66	2.57	7.71	0.25	3.85	4.24	13.42
-2.00	2.50	4.13	0.73	21.51	-0.15	0.99	21.25	3.31	2.53	7.59	0.25	5.31	3.57	15.35
-1.00	2.50	4.90	1.11	26.49	-0.08	1.00	26.41	-2.04	2.51	7.52	0.25	6.60	3.00	15.87
0.00	2.50	5.68	1.24	30.52	0.00	1.00	30.52	0.00	2.50	7.50	0.25	7.63	2.54	15.50
1.00	2.50	6.45	1.11	33.47	0.08	1.00	33.37	2.57	2.51	7.52	0.25	8.34	2.22	14.86
2.00	2.50	7.22	0.73	35.41	0.15	0.99	34.99	5.45	2.53	7.59	0.25	8.75	2.03	14.34
3.00	2.50	8.00	0.09	36.36	0.23	0.97	35.38	8.39	2.57	7.71	0.25	8.84	1.96	14.22
4.00	2.50	7.92	0.00	35.64	0.31	0.95	33.91	10.97	2.63	7.88	0.25	8.48	2.04	14.54
5.00	2.50	7.44	0.00	33.48	0.38	0.92	30.90	12.88	2.71	8.13	0.25	7.73	2.28	15.27
6.00	2.50	6.56	0.00	29.52	0.46	0.89	26.19	13.62	2.82	8.45	0.25	6.55	2.72	16.06
7.00	2.50	5.19	0.00	23.36	0.54	0.84	19.68	12.58	2.97	8.90	0.25	4.92	3.41	15.90
8.00	2.50	3.11	0.00	14.00	0.62	0.79	11.03	8.61	3.17	9.52	0.25	2.76	4.45	12.44
somme								<b>82.39</b>		<b>103.90</b>		<b>81.61</b>		<b>7.43</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.25
Kas	2.06



Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont  $R = 28 m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5.00	2.80	0.94	0.99	9.17	-0.33	0.94	8.65	3.06	2.97	8.91	0.25	2.16	5.04	9.24
-4.00	2.80	1.81	2.40	19.87	-0.27	0.96	19.15	5.30	2.91	8.72	0.25	4.79	3.90	15.48
-3.00	2.80	2.68	3.45	28.96	-0.20	0.98	28.38	5.79	2.86	8.57	0.25	7.09	2.94	17.00
-2.00	2.80	3.54	4.17	36.52	-0.13	0.99	36.20	-4.87	2.83	8.48	0.25	9.05	2.15	15.67
-1.00	2.80	4.41	4.60	42.83	-0.07	1.00	42.74	-2.86	2.81	8.42	0.25	10.68	1.50	12.81
0.00	2.80	5.28	4.74	47.85	0.00	1.00	47.85	0.00	2.80	8.40	0.25	11.96	0.99	9.47
1.00	2.80	6.14	4.60	51.55	0.07	1.00	51.44	3.44	2.81	8.42	0.25	12.86	0.63	6.50
2.00	2.80	7.00	4.17	53.96	0.13	0.99	53.48	7.19	2.83	8.48	0.25	13.37	0.42	4.48
3.00	2.80	7.88	3.45	55.17	0.20	0.98	54.06	11.03	2.86	8.57	0.25	13.51	0.34	3.70
4.00	2.80	8.74	2.40	54.80	0.27	0.96	52.82	14.61	2.91	8.72	0.25	13.20	0.43	4.71
5.00	2.80	9.61	0.99	52.87	0.33	0.94	49.85	17.62	2.97	8.91	0.25	12.46	0.70	7.40
6.00	2.80	9.62	0.00	48.48	0.40	0.92	44.44	19.39	3.06	9.17	0.25	11.11	1.19	11.54
7.00	2.80	8.08	0.00	40.72	0.47	0.88	36.02	19.00	3.17	9.50	0.25	9.00	1.96	15.96
8.00	2.80	5.75	0.00	28.98	0.53	0.85	24.51	15.46	3.31	9.93	0.25	6.13	3.13	18.11
9.00	2.80	2.00	0.00	10.08	0.60	0.80	8.06	6.05	3.50	10.50	0.25	2.02	5.00	10.08
somme								<b>120.23</b>		<b>133.68</b>		<b>139.41</b>		<b>5.79</b>

Coefficient de sécurité	
K <sub>ss</sub>	2.27
K <sub>as</sub>	2.17

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont  $R = 22 m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-4	2.2	1.47	0	5.82	-0.31	0.95	5.54	1.79	2.31	6.94	0.25	1.38	5.27	6.13
-3	2.2	2.97	0.05	11.94	-0.23	0.97	11.61	2.75	2.26	6.78	0.25	2.90	4.49	10.72
-2	2.2	3.66	0.65	16.78	-0.15	0.99	16.58	2.58	2.23	6.68	0.25	4.15	3.85	12.91
-1	2.2	4.34	1	20.71	-0.08	1.00	20.65	-1.59	2.21	6.62	0.25	5.16	3.33	13.79
0	2.2	5.02	1.11	23.79	0.00	1.00	23.79	0.00	2.20	6.60	0.25	5.95	2.94	13.96
1	2.2	5.7	1	26.09	0.08	1.00	26.01	2.01	2.21	6.62	0.25	6.50	2.65	13.83
2	2.2	6.38	0.65	27.55	0.15	0.99	27.22	4.24	2.23	6.68	0.25	6.81	2.49	13.69
3	2.2	7	0.05	27.90	0.23	0.97	27.14	6.44	2.26	6.78	0.25	6.79	2.48	13.81
4	2.2	6.92	0	27.40	0.31	0.95	26.07	8.43	2.31	6.94	0.25	6.52	2.54	13.92
5	2.2	6.43	0	25.46	0.38	0.92	23.50	9.79	2.38	7.15	0.25	5.88	2.79	14.18
6	2.2	5.55	0	21.98	0.46	0.89	19.50	10.14	2.48	7.44	0.25	4.87	3.23	14.18
7	2.2	4.18	0	16.55	0.54	0.84	13.95	8.91	2.61	7.83	0.25	3.49	3.91	12.94
8	2.2	2.04	0	8.08	0.62	0.79	6.37	4.97	2.79	8.37	0.25	1.59	4.98	8.05
somme								<b>60.47</b>		<b>91.43</b>		<b>61.99</b>		<b>7.37</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.54
Kas	2.26

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont  $R = 19 m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-4	1.9	1.42	0	4.86	-0.31	0.95	4.62	1.49	2.00	5.99	0.25	1.16	5.29	5.14
-3	1.9	2.72	0	9.30	-0.23	0.97	9.05	2.15	1.95	5.86	0.25	2.26	4.64	8.63
-2	1.9	3.62	0.18	12.93	-0.15	0.99	12.77	1.99	1.92	5.77	0.25	3.19	4.10	10.60
-1	1.9	4.2	0.47	15.79	-0.08	1.00	15.75	-1.21	1.91	5.72	0.25	3.94	3.67	11.58
0	1.9	4.79	0.57	18.11	0.00	1.00	18.11	0.00	1.90	5.70	0.25	4.53	3.32	12.03
1	1.9	5.38	0.47	19.83	0.08	1.00	19.77	1.53	1.91	5.72	0.25	4.94	3.08	12.19
2	1.9	5.97	0.18	20.96	0.15	0.99	20.72	3.23	1.92	5.77	0.25	5.18	2.93	12.26
3	1.9	6.25	0	21.38	0.23	0.97	20.80	4.93	1.95	5.86	0.25	5.20	2.88	12.29
4	1.9	6.13	0	20.96	0.31	0.95	19.95	6.45	2.00	5.99	0.25	4.99	2.94	12.31
5	1.9	5.76	0	19.70	0.38	0.92	18.18	7.58	2.06	6.18	0.25	4.55	3.12	12.29
6	1.9	5.09	0	17.41	0.46	0.89	15.44	8.03	2.14	6.43	0.25	3.86	3.46	12.03
7	1.9	4.05	0	13.85	0.54	0.84	11.67	7.46	2.25	6.76	0.25	2.92	3.98	11.01
8	1.9	2.47	0	8.45	0.62	0.79	6.66	5.20	2.41	7.23	0.25	1.66	4.77	8.05
somme								<b>48.82</b>		<b>78.96</b>		<b>48.37</b>		<b>7.39</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.61
Kas	2.26

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont  $R = 20m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2	0.14	0	0.50	-0.33	0.94	0.48	0.17	2.12	6.36	0.25	0.12	5.93	0.60
-4	2	4.77	0	17.17	-0.27	0.96	16.55	4.58	2.08	6.23	0.25	4.14	3.62	12.42
-3	2	6.14	0	22.10	-0.20	0.98	21.66	4.42	2.04	6.12	0.25	5.41	2.93	12.95
-2	2	7.28	0.25	27.01	-0.13	0.99	26.77	-3.60	2.02	6.05	0.25	6.69	2.24	12.07
-1	2	7.95	0.35	29.74	-0.07	1.00	29.67	-1.98	2.00	6.01	0.25	7.42	1.85	11.00
0	2	8.57	0.25	31.65	0.00	1.00	31.65	0.00	2.00	6.00	0.25	7.91	1.59	10.07
1	2	9.19	0	33.08	0.07	1.00	33.01	2.21	2.00	6.01	0.25	8.25	1.41	9.30
2	2	9.75	0	35.10	0.13	0.99	34.79	4.68	2.02	6.05	0.25	8.70	1.13	7.90
3	2	9.86	0	35.50	0.20	0.98	34.78	7.10	2.04	6.12	0.25	8.69	1.07	7.60
4	2	9.73	0	35.03	0.27	0.96	33.76	9.34	2.08	6.23	0.25	8.44	1.14	7.95
5	2	9.34	0	33.62	0.33	0.94	31.70	11.21	2.12	6.36	0.25	7.93	1.33	8.94
6	2	8.64	0	31.10	0.40	0.92	28.51	12.44	2.18	6.55	0.25	7.13	1.68	10.45
7	2	7.54	0	27.14	0.47	0.88	24.01	12.67	2.26	6.78	0.25	6.00	2.23	12.11
8	2	2.87	0	10.33	0.53	0.85	8.74	5.51	2.36	7.09	0.25	2.18	4.57	9.43
9	2	0.21	0	0.76	0.60	0.80	0.60	0.45	2.50	7.50	0.25	0.15	5.90	0.89
somme								<b>69.19</b>		<b>95.48</b>		<b>89.17</b>		<b>6.68</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.66
Kas	2.43

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval  $R = 26.55 \text{ m}$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2.6	1	0	1.28	10.00	-0.33	0.94	9.43	3.33	2.76	8.27	0.25	2.36	4.86	9.72
-4	2.6	1.9	0	2.56	19.54	-0.27	0.96	18.83	5.21	2.70	8.09	0.25	4.71	3.77	14.73
-3	2.6	2.44	0	3.51	26.02	-0.20	0.98	25.50	5.20	2.65	7.96	0.25	6.37	3.03	15.74
-2	2.6	3.39	0	4.17	33.21	-0.13	0.99	32.92	-4.43	2.62	7.87	0.25	8.23	2.22	14.75
-1	2.6	4.34	0	4.56	39.28	-0.07	1.00	39.19	-2.62	2.61	7.82	0.25	9.80	1.55	12.18
0	2.6	5.29	0	4.68	44.23	0.00	1.00	44.23	0.00	2.60	7.80	0.25	11.06	1.02	8.98
1	2.6	6.23	0	4.56	48.13	0.07	1.00	48.02	3.21	2.61	7.82	0.25	12.00	0.61	5.82
2	2.6	7.1	0	4.17	50.58	0.13	0.99	50.12	6.74	2.62	7.87	0.25	12.53	0.37	3.69
3	2.6	8.13	0	3.51	52.65	0.20	0.98	51.59	10.53	2.65	7.96	0.25	12.90	0.18	1.90
4	2.6	9.08	0	2.56	53.14	0.27	0.96	51.22	14.17	2.70	8.09	0.25	12.80	0.18	1.91
5	2.6	10.03	0	1.28	52.27	0.33	0.94	49.28	17.42	2.76	8.27	0.25	12.32	0.35	3.61
6	2.6	9.35	1.24	0	50.27	0.40	0.92	46.07	20.11	2.84	8.51	0.25	11.52	1.33	13.32
7	2.6	8.68	0.71	0	44.35	0.47	0.88	39.23	20.70	2.94	8.82	0.25	9.81	1.66	14.72
8	2.6	7.5	0	0	35.10	0.53	0.85	29.69	18.72	3.07	9.22	0.25	7.42	2.25	15.80
9	2.6	3.73	0		17.46	0.60	0.80	13.97	10.47	3.25	9.75	0.25	3.49	4.14	14.44
									<b>128.78</b>		<b>124.13</b>		<b>137.32</b>		<b>5.70</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.03
Kas	1.94

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval  $R = 26.92 \text{ m}$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2.7	1.01	0	1.12	9.75	-0.33	0.94	9.19	3.25	2.86	8.59	0.25	2.30	4.94	9.62
-4	2.7	1.9	0	2.48	19.95	-0.27	0.96	19.23	5.32	2.80	8.40	0.25	4.81	3.81	15.20
-3	2.7	2.52	0	3.5	27.37	-0.20	0.98	26.81	5.47	2.76	8.27	0.25	6.70	2.99	16.37
-2	2.7	3.51	0	4.2	35.20	-0.13	0.99	34.89	-4.69	2.72	8.17	0.25	8.72	2.15	15.10
-1	2.7	4.49	0	4.61	41.74	-0.07	1.00	41.64	-2.78	2.71	8.12	0.25	10.41	1.45	12.10
0	2.7	5.48	0	4.74	47.11	0.00	1.00	47.11	0.00	2.70	8.10	0.25	11.78	0.89	8.39
1	2.7	6.46	0	4.61	51.31	0.07	1.00	51.20	3.42	2.71	8.12	0.25	12.80	0.47	4.77
2	2.7	7.44	0	4.2	54.30	0.13	0.99	53.82	7.24	2.72	8.17	0.25	13.45	0.18	1.95
3	2.7	8.43	0	3.5	56.09	0.20	0.98	54.96	11.22	2.76	8.27	0.25	13.74	0.04	0.39
4	2.7	9.41	0	2.48	56.45	0.27	0.96	54.40	15.05	2.80	8.40	0.25	13.60	0.05	0.62
5	2.7	10.4	0	1.12	55.38	0.33	0.94	52.22	18.46	2.86	8.59	0.25	13.05	0.24	2.66
6	2.7	8.93	1.78	0	53.11	0.40	0.92	48.67	21.24	2.95	8.84	0.25	12.17	1.54	16.30
7	2.7	8.59	0.77	0	45.95	0.47	0.88	40.64	21.44	3.05	9.16	0.25	10.16	1.71	15.67
8	2.7	6.95	0	0	33.78	0.53	0.85	28.57	18.01	3.19	9.58	0.25	7.14	2.53	17.06
9	2.7	2.47	0	0	12.00	0.60	0.80	9.60	7.20	3.38	10.13	0.25	2.40	4.77	11.44
somme									<b>129.86</b>		<b>128.90</b>		<b>143.24</b>		<b>5.48</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.09
Kas	2.01

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval  $R = 25 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2.5	1.3	0	1.29	11.01	-0.33	0.94	10.38	3.67	2.65	7.95	0.25	2.60	4.71	10.36
-4	2.5	1.9	0	2.55	18.75	-0.27	0.96	18.07	5.00	2.59	7.78	0.25	4.52	3.78	14.16
-3	2.5	2.53	0	3.49	25.35	-0.20	0.98	24.83	5.07	2.55	7.65	0.25	6.21	2.99	15.16
-2	2.5	3.39	0	4.13	31.78	-0.13	0.99	31.49	-4.24	2.52	7.57	0.25	7.87	2.24	14.24
-1	2.5	4.36	0	4.51	37.66	-0.07	1.00	37.58	-2.51	2.51	7.52	0.25	9.39	1.57	11.79
0	2.5	5.27	0	4.64	42.28	0.00	1.00	42.28	0.00	2.50	7.50	0.25	10.57	1.05	8.84
1	2.5	6.18	0	4.51	45.85	0.07	1.00	45.75	3.06	2.51	7.52	0.25	11.44	0.66	6.01
2	2.5	7	0	4.13	48.02	0.13	0.99	47.59	6.40	2.52	7.57	0.25	11.90	0.44	4.18
3	2.5	8	0	3.49	49.96	0.20	0.98	48.95	9.99	2.55	7.65	0.25	12.24	0.26	2.55
4	2.5	8.91	0	2.55	50.30	0.27	0.96	48.47	13.41	2.59	7.78	0.25	12.12	0.27	2.72
5	2.5	9.83	0	1.29	49.40	0.33	0.94	46.57	16.47	2.65	7.95	0.25	11.64	0.44	4.35
6	2.5	9.84	0	0	44.28	0.40	0.92	40.58	17.71	2.73	8.18	0.25	10.15	1.08	9.56
7	2.5	8.78	0.36	0	41.33	0.47	0.88	36.55	19.29	2.83	8.48	0.25	9.14	1.61	13.31
8	2.5	7.2	0	0	32.40	0.53	0.85	27.41	17.28	2.96	8.87	0.25	6.85	2.40	15.55
9	2.5	3.59	0	0	16.16	0.60	0.80	12.92	9.69	3.13	9.38	0.25	3.23	4.21	13.59
									<b>120.29</b>		<b>119.36</b>		<b>129.86</b>		<b>5.85</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.07
Kas	1.97

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval  $R = 24 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2.4	1.9	0	0.96	11.89	-0.33	0.94	11.21	3.96	2.55	7.64	0.25	2.80	4.57	10.87
-4	2.4	2.08	0	2.17	17.32	-0.27	0.96	16.69	4.62	2.49	7.47	0.25	4.17	3.88	13.42
-3	2.4	2.95	0	3.01	24.30	-0.20	0.98	23.81	4.86	2.45	7.35	0.25	5.95	3.02	14.68
-2	2.4	7.52	0	3.69	46.66	-0.13	0.99	46.24	-6.22	2.42	7.26	0.25	11.56	0.40	3.69
-1	2.4	8.76	0	4.05	53.40	-0.07	1.00	53.28	-3.56	2.41	7.22	0.25	13.32	0.42	4.33
0	2.4	9.75	0	4.17	58.13	0.00	1.00	58.13	0.00	2.40	7.20	0.25	14.53	0.96	11.16
1	2.4	10.51	0	4.05	60.96	0.07	1.00	60.82	4.06	2.41	7.22	0.25	15.20	1.28	5.60
2	2.4	7.18	0	3.69	45.19	0.13	0.99	44.78	6.02	2.42	7.26	0.25	11.20	0.57	5.11
3	2.4	8.2	0	3.07	47.21	0.20	0.98	46.26	9.44	2.45	7.35	0.25	11.56	0.37	3.45
4	2.4	9.08	0	2.17	47.56	0.27	0.96	45.84	12.68	2.49	7.47	0.25	11.46	0.38	3.57
5	2.4	9.95	0	0.96	46.67	0.33	0.94	44.00	15.56	2.55	7.64	0.25	11.00	0.55	5.09
6	2.4	9.83	0.37	0	44.26	0.40	0.92	40.56	17.70	2.62	7.86	0.25	10.14	1.09	9.60
7	2.4	8.75	0.26	0	39.06	0.47	0.88	34.55	18.23	2.71	8.14	0.25	8.64	1.63	12.69
8	2.4	7.15	0	0	30.89	0.53	0.85	26.13	16.47	2.84	8.51	0.25	6.53	2.43	14.98
9	2.4	3.69	0	0	15.94	0.60	0.80	12.75	9.56	3.00	9.00	0.25	3.19	4.16	13.25
									<b>113.40</b>		<b>114.58</b>		<b>141.26</b>		

Coefficient de sécurité	
Kss	2.25
Kas	2.19



Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval  $R = 26 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2.6	2.97	0	3.35	27.84	-0.33	0.94	26.24	9.28	2.76	8.27	0.25	6.56	2.84	15.81
-4	2.6	3.9	0	4.67	37.68	-0.27	0.96	36.31	10.05	2.70	8.09	0.25	9.08	1.72	12.92
-3	2.6	4.42	0	5.64	44.15	-0.20	0.98	43.26	8.83	2.65	7.96	0.25	10.81	0.97	8.56
-2	2.6	5.37	0	6.31	51.38	-0.13	0.99	50.92	-6.85	2.62	7.87	0.25	12.73	0.16	1.64
-1	2.6	6.32	0	6.71	57.49	-0.07	1.00	57.36	-3.83	2.61	7.82	0.25	14.34	1.49	17.07
0	2.6	7.27	0	6.84	62.48	0.00	1.00	62.48	0.00	2.60	7.80	0.25	15.62	0.95	11.81
1	2.6	8.22	0	6.71	66.38	0.07	1.00	66.24	4.43	2.61	7.82	0.25	16.56	0.54	7.10
2	2.6	9.16	0	6.31	69.12	0.13	0.99	68.50	9.22	2.62	7.87	0.25	17.13	0.27	3.66
3	2.6	12.11	0	5.64	80.14	0.20	0.98	78.52	16.03	2.65	7.96	0.25	19.63	1.13	18.03
4	2.6	14.06	0	4.67	85.23	0.27	0.96	82.14	22.73	2.70	8.09	0.25	20.54	0.64	10.82
5	2.6	14.01	0	3.35	79.50	0.33	0.94	74.96	26.50	2.76	8.27	0.25	18.74	1.32	20.99
6	2.6	11.38	3.21	0	70.12	0.40	0.92	64.26	28.05	2.84	8.51	0.25	16.07	0.31	4.35
7	2.6	10.68	2.63	0	63.80	0.47	0.88	56.42	29.77	2.94	8.82	0.25	14.11	0.66	8.42
8	2.6	9.27	0	0	43.38	0.53	0.85	36.70	23.14	3.07	9.22	0.25	9.17	1.37	11.84
9	2.6	5.23	0	0	24.48	0.60	0.80	19.58	14.69	3.25	9.75	0.25	4.90	3.39	16.57
									<b>192.01</b>		<b>124.13</b>		<b>205.97</b>		<b>6.52</b>

Coefficient de sécurité	
K <sub>ss</sub>	1.71
K <sub>as</sub>	1.66

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont  $R = 26.8 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2.68	1.08	0	0.12	5.72	-0.33	0.94	5.40	1.91	2.84	8.53	0.25	1.35	5.40	6.18
-4	2.68	1.91	0	1.47	15.52	-0.27	0.96	14.96	4.14	2.78	8.34	0.25	3.74	4.31	13.38
-3	2.68	2.74	0	2.48	23.85	-0.20	0.98	23.37	4.77	2.74	8.21	0.25	5.84	3.39	16.17
-2	2.68	3.57	0	3.17	30.81	-0.13	0.99	30.54	-4.11	2.70	8.11	0.25	7.63	2.63	16.21
-1	2.68	4.4	0	3.58	36.58	-0.07	1.00	36.50	-2.44	2.69	8.06	0.25	9.12	4.01	29.33
0	2.68	5.23	0	3.71	41.14	0.00	1.00	41.14	0.00	2.68	8.04	0.25	10.28	3.53	29.04
1	2.68	6.06	0	3.58	44.58	0.07	1.00	44.49	2.97	2.69	8.06	0.25	11.12	3.18	28.36
2	2.68	6.89	0	3.17	46.83	0.13	0.99	46.41	6.24	2.70	8.11	0.25	11.60	2.97	27.82
3	2.68	7.72	0	2.48	47.88	0.20	0.98	46.91	9.58	2.74	8.21	0.25	11.73	4.90	46.92
4	2.68	8.55	0	1.47	47.55	0.27	0.96	45.83	12.68	2.78	8.34	0.25	11.46	4.99	47.45
5	2.68	9.38	0	0.12	45.76	0.33	0.94	43.15	15.25	2.84	8.53	0.25	10.79	5.25	48.05
6	2.68	8.56	0	0	41.29	0.40	0.92	37.85	16.52	2.92	8.77	0.25	9.46	1.72	14.20
7	2.68	3.21	3.88	0	36.49	0.47	0.88	32.27	17.03	3.03	9.09	0.25	8.07	4.40	32.07
8	2.68	4.86	0	0	23.44	0.53	0.85	19.83	12.50	3.17	9.50	0.25	4.96	3.57	16.74
9	2.68	1.3	0	0	6.27	0.60	0.80	5.02	3.76	3.35	10.05	0.25	1.25	5.35	6.71
									<b>100.81</b>		<b>127.95</b>		<b>118.41</b>		<b>14.13</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.44
Kas	2.14

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont  $R = 27.9 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	2.8	1.52	0	0.19	8.51	-0.33	0.94	8.03	2.84	2.97	8.91	0.25	2.01	5.15	8.76
-4	2.8	2.39	0	1.61	19.26	-0.27	0.96	18.56	5.14	2.91	8.72	0.25	4.64	4.00	15.41
-3	2.8	3.26	0	2.67	28.39	-0.20	0.98	27.82	5.68	2.86	8.57	0.25	6.95	3.04	17.23
-2	2.8	4.12	0	3.39	35.95	-0.13	0.99	35.63	-4.79	2.83	8.48	0.25	8.91	2.25	16.14
-1	2.8	4.99	0	3.82	42.26	-0.07	1.00	42.17	-2.82	2.81	8.42	0.25	10.54	3.60	30.39
0	2.8	5.86	0	3.96	47.28	0.00	1.00	47.28	0.00	2.80	8.40	0.25	11.82	3.09	29.22
1	2.8	6.73	0	3.82	51.03	0.07	1.00	50.92	3.40	2.81	8.42	0.25	12.73	2.73	27.81
2	2.8	7.59	0	3.39	53.44	0.13	0.99	52.96	7.13	2.83	8.48	0.25	13.24	2.51	26.83
3	2.8	8.46	0	2.67	54.60	0.20	0.98	53.50	10.92	2.86	8.57	0.25	13.37	4.44	48.43
4	2.8	9.33	0	1.61	54.24	0.27	0.96	52.27	14.46	2.91	8.72	0.25	13.07	4.53	49.14
5	2.8	10.19	0	0.19	52.21	0.33	0.94	49.22	17.40	2.97	8.91	0.25	12.31	4.81	50.22
6	2.8	3.24	6.16	0	51.17	0.40	0.92	46.90	20.47	3.06	9.17	0.25	11.72	4.38	44.83
7	2.8	5.02	2.82	0	41.25	0.47	0.88	36.48	19.25	3.17	9.50	0.25	9.12	3.49	28.79
8	2.8	5.49	0	0	27.67	0.53	0.85	23.41	14.76	3.31	9.93	0.25	5.85	3.26	18.01
9	2.8	1.09	0	0	5.49	0.60	0.80	4.39	3.30	3.50	10.50	0.25	1.10	5.46	5.99
									117.13		133.68		137.38		14.90

Coefficient de sécurité	
Kss	2.31
Kas	2.05

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont  $R = 20 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-4	2	0.87	0	0	3.13	-0.31	0.95	2.98	0.96	2.10	6.31	0.25	0.75	5.57	3.49
-3	2	2.24	0	0	8.06	-0.23	0.97	7.85	1.86	2.06	6.17	0.25	1.96	4.88	7.87
-2	2	3.37	0	0	12.13	-0.15	0.99	11.99	1.87	2.02	6.07	0.25	3.00	4.32	10.47
-1	2	4.3	0	0	15.48	-0.08	1.00	15.43	-1.19	2.01	6.02	0.25	3.86	3.85	11.92
0	2	5.02	0	0	18.07	0.00	1.00	18.07	0.00	2.00	6.00	0.25	4.52	5.49	19.84
1	2	5.54	0	0	19.94	0.08	1.00	19.88	1.53	2.01	6.02	0.25	4.97	5.23	20.86
2	2	5.85	0	0	21.06	0.15	0.99	20.81	3.24	2.02	6.07	0.25	5.20	5.08	21.38
3	2	5.95	0	0	21.42	0.23	0.97	20.84	4.94	2.06	6.17	0.25	5.21	5.03	21.53
4	2	5.82	0	0	20.95	0.31	0.95	19.94	6.45	2.10	6.31	0.25	4.98	7.09	29.71
5	2	5.43	0	0	19.55	0.38	0.92	18.04	7.52	2.17	6.50	0.25	4.51	7.29	28.48
6	2	4.73	0	0	17.03	0.46	0.89	15.11	7.86	2.25	6.76	0.25	3.78	7.64	26.00
7	2	1.13	2.5	0	14.17	0.54	0.84	11.94	7.63	2.37	7.12	0.25	2.98	5.44	15.40
8	2	1.97	0	0	7.09	0.62	0.79	5.59	4.36	2.54	7.61	0.25	1.40	5.02	7.11
somme									<b>47.04</b>		<b>83.12</b>		<b>47.12</b>		<b>11.20</b>

Coefficient de sécurité	
Kss	2.76
Kas	2.23

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont  $R = 30 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-5	3	3.39	0	0	18.31	-0.36	0.93	17.10	6.54	3.21	9.64	0.25	4.27	4.31	15.76
-4	3	4.38	0	1.46	30.66	-0.29	0.96	29.38	8.76	3.13	9.39	0.25	7.35	3.08	18.89
-3	3	5.31	0	2.58	41.06	-0.21	0.98	40.10	8.80	3.07	9.21	0.25	10.03	2.06	16.87
-2	3	6.24	0	3.35	49.78	-0.14	0.99	49.27	-7.11	3.03	9.09	0.25	12.32	1.21	12.00
-1	3	7.17	0	3.81	57.01	-0.07	1.00	56.86	-4.07	3.01	9.02	0.25	14.22	2.51	28.62
0	3	8.1	0	3.96	62.75	0.00	1.00	62.75	0.00	3.00	9.00	0.25	15.69	1.97	24.72
1	3	9.03	0	3.81	67.05	0.07	1.00	66.88	4.79	3.01	9.02	0.25	16.72	1.58	21.19
2	3	9.96	0	3.35	69.86	0.14	0.99	69.15	9.98	3.03	9.09	0.25	17.29	1.35	18.79
3	3	10.88	0	2.58	71.14	0.21	0.98	69.48	15.24	3.07	9.21	0.25	17.37	3.27	46.52
4	3	11.81	0	1.46	70.78	0.29	0.96	67.83	20.22	3.13	9.39	0.25	16.96	3.37	47.64
5	3	3.95	8.73	0	74.23	0.36	0.93	69.34	26.51	3.21	9.64	0.25	17.33	8.03	119.15
6	3	6.05	5.58	0	66.48	0.43	0.90	60.07	28.49	3.32	9.96	0.25	15.02	2.98	39.56
7	3	8.12	1.87	0	55.18	0.50	0.87	47.79	27.59	3.46	10.39	0.25	11.95	1.94	21.41
8	3	7.26	0	0	39.20	0.57	0.82	32.17	22.40	3.66	10.97	0.25	8.04	2.37	18.58
somme									168.15		133.03		184.54		22.48

Coefficient de sécurité	
Kss	1.88
Kas	1.66

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont  $R = 33 m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	Gn	sin $\alpha$	con $\alpha$	Nn	Tn	dl	Fc	tg $\phi$	Ff	dn	T
-4	3.3	3.71	0	0	22.04	-0.31	0.95	20.97	6.78	3.47	10.40	0.25	5.24	4.15	18.27
-3	3.3	4.94	0	1.03	34.78	-0.23	0.97	33.84	8.03	3.39	10.17	0.25	8.46	3.02	20.97
-2	3.3	5.96	0	1.88	45.33	-0.15	0.99	44.79	6.97	3.34	10.02	0.25	11.20	2.08	18.86
-1	3.3	6.98	0	2.38	54.03	-0.08	1.00	53.87	-4.16	3.31	9.93	0.25	13.47	1.32	14.26
0	3.3	8.01	0	2.55	61.04	0.00	1.00	61.04	0.00	3.30	9.90	0.25	15.26	2.72	33.21
1	3.3	9.05	0	2.33	66.06	0.08	1.00	65.86	5.08	3.31	9.93	0.25	16.47	2.31	30.52
2	3.3	10.05	0	1.88	69.62	0.15	0.99	68.79	10.71	3.34	10.02	0.25	17.20	2.04	28.34
3	3.3	11.07	0	1.03	71.19	0.23	0.97	69.27	16.43	3.39	10.17	0.25	17.32	1.95	27.77
4	3.3	11.79	0	0	70.03	0.31	0.95	66.64	21.55	3.47	10.40	0.25	16.66	4.11	57.50
5	3.3	5.32	7.92	0	84.40	0.38	0.92	77.90	32.46	3.58	10.73	0.25	19.48	7.34	123.89
6	3.3	7.5	4.59	0	75.15	0.46	0.89	66.66	34.68	3.72	11.16	0.25	16.67	6.25	93.93
7	3.3	8.18	0	0	48.59	0.54	0.84	40.94	26.16	3.92	11.75	0.25	10.24	1.91	18.56
8	3.3	4.41	0	0	26.20	0.62	0.79	20.65	16.12	4.19	12.56	0.25	5.16	3.80	19.88
somme									180.82		137.15		172.81		25.30

Coefficient de sécurité	
Kss	1.71
Kas	1.50

## Annexe D : Calcul des hauteurs des murs bajoyers

**Tableau 1 :** Hauteurs des murs bajoyers dans le premier tronçon du coursier

<b>h (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>R (m)</b>	<b>H<sub>baj</sub> (m)</b>
2.55	5.01	0.85	3.40
2.45	5.22	0.85	3.30
2.35	5.44	0.86	3.21
2.25	5.68	0.86	3.11
2.15	5.95	0.86	3.01
2.05	6.24	0.87	2.92
1.95	6.56	0.87	2.82
1.85	6.91	0.88	2.73
1.75	7.31	0.88	2.63
1.65	7.75	0.89	2.54
1.55	8.25	0.89	2.44
1.45	8.82	0.90	2.35
1.35	9.47	0.91	2.26
1.25	10.23	0.91	2.16

**Tableau 2 :** Hauteurs des murs bajoyers dans la première marche du coursier

<b>h (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>R (m)</b>	<b>H<sub>baj</sub> (m)</b>
2.55	5.01	0.85	3.40
2.47	5.18	0.85	3.32
2.39	5.35	0.85	3.24
2.31	5.53	0.86	3.17
2.23	5.73	0.86	3.09
2.15	5.95	0.86	3.01
2.07	6.18	0.87	2.94
1.99	6.42	0.87	2.86
1.91	6.69	0.87	2.78
1.83	6.99	0.88	2.71
1.75	7.31	0.88	2.63
1.67	7.66	0.89	2.56
1.59	8.04	0.89	2.48
1.51	8.47	0.90	2.41
1.43	8.94	0.90	2.33
1.35	9.47	0.91	2.26
1.27	10.07	0.91	2.18

**Tableau 3 :** Hauteurs des murs bajoyers dans la deuxième marche du coursier

<b>h (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>R (m)</b>	<b>H<sub>baj</sub> (m)</b>
4.03	3.17	0.82	4.85
3.93	3.25	0.82	4.75
3.83	3.34	0.82	4.65
3.73	3.43	0.82	4.55
3.63	3.52	0.82	4.45

3.53	3.62	0.82	4.35
3.43	3.73	0.83	4.26
3.33	3.84	0.83	4.16
3.23	3.96	0.83	4.06
3.13	4.08	0.83	3.96
3.03	4.22	0.84	3.87
2.93	4.36	0.84	3.77
2.83	4.52	0.84	3.67
2.73	4.68	0.84	3.57
2.63	4.86	0.85	3.48
2.53	5.05	0.85	3.38
2.43	5.26	0.85	3.28
2.33	5.49	0.86	3.19
2.23	5.73	0.86	3.09
2.13	6.00	0.86	2.99
2.03	6.30	0.87	2.90
1.93	6.62	0.87	2.80
1.83	6.99	0.88	2.71
1.73	7.39	0.88	2.61
1.63	7.84	0.89	2.52
1.53	8.36	0.89	2.42
1.5	8.52	0.90	2.40

**Tableau 4 :** Hauteurs des murs bajoyers dans la troisième marche du coursier

<b>h (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>R (m)</b>	<b>H<sub>baj</sub> (m)</b>
4.03	3.17	0.82	4.85
2.85	4.49	0.84	3.69
2.70	4.73	0.85	3.55
2.55	5.01	0.85	3.40
2.40	5.33	0.85	3.25
2.25	5.68	0.86	3.11
2.10	6.09	0.87	2.97
1.95	6.56	0.87	2.82
1.80	7.10	0.88	2.68
1.65	7.75	0.89	2.54
1.50	8.52	0.90	2.40
1.35	9.47	0.91	2.26
1.20	10.65	0.92	2.12
1.05	12.18	0.93	1.98
0.90	14.20	0.95	1.85
0.75	17.05	0.97	1.72
0.60	21.31	1.00	1.60
0.45	28.41	1.04	1.49
0.30	42.61	1.10	1.40
0.25	51.14	1.13	1.38





### Annexe E : Calcul du chemin critique par le réseau a nœud

