

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU  
BARRAGE OURKIS (w.OUM EL BOUAGHI)**

### **PRÉSENTÉE PAR :**

M<sup>lle</sup> BOUAROUR Ouiza

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> B.TOUAIBIA	Professeur	Président
M <sup>r</sup> A.ZEROUAL	Maître de Conférences (B)	Examinateur
M <sup>r</sup> M.BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examinateur
M <sup>r</sup> A.OSMANI	Maître Assistant (A)	Examinateur
M <sup>r</sup> B.BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Promoteur

Session - 2017

---

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'ont tout donné sans rien demandé et à qui je dois énormément et qui je ne remerciais jamais assez :*

*A mon père qui a tout donné pour que je sois à ce niveau et qui m'a inculqué un esprit de combativité et de persévérance et qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.*

*A ma très chère mère qui n'a pas cessé de prier pour moi, pour son affection et son amour, et qui m'a aidé durant toute mes études ; que dieu les gardes pour nous.*

*A mes frères : SMAIL, MOULOUD.*

*A mes sœur : YASMINA, SAMIA, NADIA.*

*A tous mes amis pour leur aide, leur temps, leur encouragements,*

*Leur assistance et soutien.*

*A ma meilleure amie FATMA .*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Merci.*

*OUIZA*

---

---

# Remerciements

*Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.*

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr BACHIR BENLAOUKLI** pour m'avoir fait profiter de son expérience et pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.*

*Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur au sein de l'**ENSH** sans oublier **Mr ZEROUAL**, **Mr TOUMI** et **Mr BENKACI**.*

*Nos respects à la présidente et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de lire et juger mon travail.*

*Je remercie **Mr ZIANI** et tous le personnel de l'**ANBT/DET**, pour leurs aide ,conseils et orientations.*

*Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs.*

---

---

## ملخص

في إطار الحفاظ على المياه السطحية بالجزائر عامة وفي ولاية أم البواقي خاصة، اقترحت الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات مشروع إنشاء سد واد وركيس، الذي سيقوم بزيادة قدرة التزويد بالمياه وتغطية طلبات سقي الأراضي الفلاحية بالمنطقة.

ولهذا فان الدراسة الحالية لتباين سد وركيس، تهدف إلى توضيح مختلف الجوانب الجيولوجية والهيدرولوجية من أجل تحديد نوع السد والتحقق من مدى ثباته.

## Résumé

Dans le cadre de la conservation des eaux superficielles en Algérie précisément et à Oum El Bouaghi , l'Agence Nationale des Barrages et Transferts a proposé de réaliser le barrage de Oued Ourkis ,qui servira à augmenter la capacité d'alimentation d'eau et à satisfaire les besoins des périmètres d'irrigations dans la région.

De ce fait, la présente étude des variantes de la digue du barrage de Ourkis a pour objectif de mettre en exergue les différents aspects géologiques et hydrologiques du prochain site de l'ouvrage afin de fixer le type de la digue à concevoir et vérifier sa stabilité.

## Abstract

In the frame of the conservation of surface water resources in Algeria, especially in Oum El Bouaghi city , the National Agency of Dams and Transfers has proposed to realize a dam of wadi Ourkis in order to increase the capacity of water supplies and to meet the needs of irrigation perimeters in the region.

Therefore, The objective of this study that discusses Ourkis dam variants is to clarify the different geological and hydrological aspects of the next site of the dam, to fix the kind of the dam, to receive and check its stability.

---

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

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

Introduction .....	2
I.1 Situation géographique .....	2
I.1.1 Situation géographique de la commune d'Ain Fakroun .....	2
I.1.2 situation géographique du barrage Ourkis .....	3
I.2 Situation topographique .....	3
I.4 Situation géologique .....	4
Conclusion .....	4

## **Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique**

Introduction .....	5
II.1 Contexte Géologique et stratigraphique de la région d'étude .....	5
II.1.1 Autochtone et le parautochtone sud aurésien.....	5
II.1.2 Nappe néritique constantinienne.....	5
II.1.3 Autochtone sud aurésien et la nappe néritique constantinienne .....	6
II.1.4 Nappes Telliennes, et nappes flyschs.....	6
II.1.5 Mio-pliocène continental .....	7
II.1.6 Mio-pliocène mari.....	7
II.1.7 Quaternaire.....	7
II.2 Géologie Régionale-Aïn Kercha / Ourkiss .....	7
II.2.1 Lithologie.....	7
II.2.2 Tectogénèse: .....	10
II.3 Géologie du site du barrage d'Ourkis .....	10
II.4 Cadre hydrogéologique.....	11
II.5 Géologie locale du site .....	12
II.5.1 Barrage.....	12
II.5.2 Evacuateur de crue .....	12
II.6 Reconnaissances géologiques et géotechniques .....	13
II.6.1 Barrage.....	13
II.6.2 Carrière .....	13

II.6.3 Zone d'emprunt.....	13
II.6.4 Essais de laboratoire .....	14
II.7 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire .....	14
II.8 Sismicité .....	15
Conclusion.....	16

### **Chapitre III: Etude hydrologique**

Introduction .....	17
III.1. Situation géographique .....	17
III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant .....	18
III.2.1 Paramètres géométrique .....	18
III.2.2 Paramètres de forme .....	18
III.2.3 Paramètres du relief .....	20
III.2.4 Réseau d'écoulement .....	25
III.3 Données climatologiques .....	30
III.3.1 Températures .....	30
III 3.2 Evapotranspiration .....	30
III.3.3 Humidité .....	30
III.3.4 Vent .....	30
III.3.5 Pluviométrie .....	30
III.4 Étude des précipitations .....	31
III.4.1 Homogénéisation des données .....	31
III.4.2 Étude des pluies maximales journalières .....	33
III.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	38
III.5 Etudes des apports.....	41
III.5.1 Apport liquides .....	41
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	42
III.5.3 Coefficient de variation .....	43
III.5.4 Irrégularité des apports .....	44
III.5.5 Apports solides .....	45
III.6 Étude des crues.....	46
III.6.1 Estimation du débit maximum.....	47
III.6.2Hydrogramme de crue .....	49
III.6.3 Choix de la crue de projet et de la crue de chantier .....	51

III.6.4	Calcul du volume de la crue .....	52
III.7	Etude de régularisation .....	53
III.7.1	Objectifs et méthodologie .....	53
III.7.2	Répartition mensuelle des besoins.....	53
III.7.3	Répartition mensuelle de l'apport A80% .....	53
III.7.4	Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface ».....	53
III.7.5	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	56
III.7.5.3	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	58
III.8	Laminage des crues .....	62
III.8.1	Principe de la méthode de solution.....	62
III.8.2	Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir .....	63
III.9	Étude d'optimisation .....	69
III.9.1	Calcul de la revanche .....	69
III.9.2	Tassement .....	70
III.9.3	Largeur en crête .....	70
III.9.5	Calcul du coût approximatif de la digue .....	71
III.9.6	Calcul du coût approximatif du déversoir de l'évacuateur de crues .....	72
	Conclusion.....	76

## **Chapitre IV : Etude des variantes**

	Introduction .....	77
IV.1	Choix du type de barrage .....	77
IV.1.1	Remblai en terre homogène .....	77
IV.1.2	Remblai zoné à noyau d'argile.....	77
IV.1.3	Remblai en enrochement avec masque en béton .....	78
IV.2	Définition du profil générale du barrage .....	78
IV.2.1	Hauteur de barrage .....	78
IV.2.2	Calcul de la largeur en crête .....	78
IV.2.3	Longueur en crête.....	78
IV.2.4	Choix des pentes des talus.....	79
IV.3	Remblai en terre homogène .....	79
IV.3.1	Pentes des talus.....	79
IV.3.2	Protection des talus.....	80
IV.3.2.1	Talus amont .....	80

IV.3.2 .2 Talus aval.....	81
IV.3.3 Calcul des drains .....	81
IV.3.3.1 Dimensionnement du Drain Tapis .....	81
IV.3.3.2 Dimensionnement du drain vertical.....	81
IV.3.3.3 Dimensionnement du prisme aval .....	82
IV.4 Remblai zoné à noyau d'argile.....	82
IV.4.1 Pentes des talus.....	82
IV.4.2 Protection des talus.....	82
IV.4.2.1 Talus amont .....	82
IV.4.3 Etanchéité de la retenue.....	83
IV.4.3.1 Noyau.....	83
IV.4.3.2 Dimensionnement du Drain Tapis .....	85
IV.4.3.3 Clé d'étanchéité .....	85
IV.5 Digue en enrochement a masque en béton.....	86
IV.5.1 Pentes des talus.....	86
IV.5.2 Masque en béton.....	86
IV.6 Evaluation du Coût des matériaux pour les différentes variantes.....	86
Conclusion .....	86

## **Chapitre V : Etude de la variante choisie**

Introduction .....	87
V.1 Protection des talus.....	87
V.2 Dimensionnement des filtres et drains .....	87
V.2.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges .....	87
V.2.1.1 Construction du fuseau granulométrique .....	88
V.2.1.2 Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard .....	88
V.2.1.3 Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre .....	89
V.2 Drainage à l'aval .....	89
V.3 Dispositif d'étanchéité.....	90
V.3.1 Noyau.....	90
V.3.2 Clé d'étanchéité .....	90
V.4 Bermes.....	90
V.5 Protection de la crête .....	91
V.6 Etude des infiltrations.....	91

V.6.1 Tracer de la ligne de saturation.....	91
V.6.1.2 Détermination de la position de C .....	92
V.6.2 Débit d'infiltration .....	92
V.6.2.1 A travers la digue .....	92
V.7 Etude de stabilité .....	93
V.7.1 Méthode de Fellenius.....	94
V.7.2 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev .....	94
V.7.3 Forces agissant sur une tranche .....	95
V.7.3.1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche).....	95
V.7.3.2 Force de pression interstitielle.....	97
V.7.3.3 Forces de cohésion .....	97
V.7.3.4 Forces de frottement.....	97
V.7.3.5 Force séismique.....	97
V.7.4 Classement des forces.....	97
V.7.4.1 Forces stabilisatrices .....	97
V.7.4.2 Forces déstabilisatrices .....	98
V.7.4.3 Coefficient de sécurité admissible .....	98
V.7.5.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	98
V.7.5.1. Retenue pleine (cas d'exploitation).....	98
V.7.5.2 Retenue vide (fin de construction).....	99
V.7.5.3 Vidange rapide .....	99
Conclusion.....	100

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

Introduction .....	101
VII.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier .....	101
VII.1.1 Maître de l'ouvrage .....	101
VII.1.2 Maître d'œuvre .....	101
VII.1.3 Entrepreneur .....	101
VII.2 Installation de chantier.....	102
VII.2.1 Installations destinées au personnel .....	102
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux .....	102
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	102
VII.2. 4 Installation destinée pour la préfabrication .....	102

VII.3 Moyens matériels du chantier (engins).....	103
VII.4 Ordre d'exécution des travaux .....	104
VII.5 Planification.....	104
VII.5.1 Techniques de la planification .....	104
VII.5.1.1 Méthodes basées sur le réseau.....	104
VII.5.1.2 Méthode du chemin critique ( <i>Critical Path Method/CPM</i> ).....	105
VII.6 Programme des travaux .....	106
Conclusion.....	107

## **Chapitre VII : Protection et sécurité de travail**

Introduction.....	108
VII.1 Cause des accidents de travail .....	108
VII.1.1 Causes humaines .....	108
VII.1.2 Causes techniques .....	108
VII.2 Maladies professionnelles .....	109
VII.2.1 Poussière .....	109
VII.2.2 Bruit et vibrations .....	109
VII.3 Conditions dangereuses dans le chantier .....	109
VII.4 Actions dangereuses .....	109
VII.5 Mesures et moyens de prévention .....	110
VII.5.1 Ordre et propreté .....	110
VII.5.2 Précautions contre les chutes de matériaux .....	110
VII.5.3 Prévention des incendies et lutte contre le feu .....	110
VII.5.4 Eclairage .....	111
VII.5.5 Engins de transport, de terrassement et de manutention .....	111
Conclusion.....	112
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>113</b>

**Références bibliographique**

**Annexes**

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.01</b>	Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire.....	14
<b>Tableau I.02</b>	Coefficients d'accélération du séisme.....	16
<b>Tableau III.01</b>	Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS.....	18
<b>Tableau III.02</b>	Résultats de calcul de rectangle équivalent.....	20
<b>Tableau III.03</b>	Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	20
<b>Tableau III.04</b>	Détermination de la pente Roche Ip.....	23
<b>Tableau III.05</b>	Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).....	24
<b>Tableau III.06</b>	Récapitulatif du temps de concentration :.....	28
<b>Tableau III.07</b>	Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant ..	29
<b>Tableau III.08</b>	Températures moyennes mensuelles en degrés Celsius.....	30
<b>Tableau III.09</b>	Evapotranspiration.....	30
<b>Tableau III.10</b>	Humidité.....	30
<b>Tableau III.11</b>	Vitesse du vent.....	30
<b>Tableau III.12</b>	Station d'AIN YAGOUT (source ANRH d'Alger).....	30
<b>Tableau III.13</b>	Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.....	31
<b>Tableau III.14</b>	Précipitations annuel.....	32
<b>Tableau III.15</b>	Résultats du test de la médiane.....	32
<b>Tableau III.16</b>	Caractéristiques empiriques de la série.....	33
<b>Tableau III.17</b>	Ajustement à la loi de Gumbel.....	34
<b>Tableau III.18</b>	Caractéristiques de la loi Gumbel.....	36
<b>Tableau III.19</b>	Ajustement à la loi Log-Normale.....	36
<b>Tableau III.20</b>	Caractéristiques de la loi Log-normale.....	38
<b>Tableau III.21</b>	Pluies maximales journalières fréquentielle.....	38
<b>Tableau III.22</b>	Pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences.....	39
<b>Tableau III.23</b>	Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.....	42
<b>Tableau III.24</b>	Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	42
<b>Tableau III.25</b>	Caractéristiques de l'écoulement.....	43
<b>Tableau III.26</b>	Récapitulatif des résultats de calcul de coefficient de variante.....	44
<b>Tableau III.27</b>	Apports fréquentiels.....	44
<b>Tableau III.28</b>	Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%.....	45
<b>Tableau III.29</b>	Récapitulatif des résultats des volumes morts.....	46
<b>Tableau III.30</b>	Valeur de $\alpha$ en fonction de la fréquence.....	47
<b>Tableau III.31</b>	Valeur de C en fonction de la fréquence.....	48
<b>Tableau III.32</b>	Pluies de courte durée.....	48
<b>Tableau III.33</b>	Débits maximaux de crue.....	49
<b>Tableau III.34</b>	Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	50
<b>Tableau III.35</b>	Répartition mensuelle des besoins.....	53
<b>Tableau III.36</b>	Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%.....	53
<b>Tableau III.37</b>	Courbes topographiques et volumétrique.....	54
<b>Tableau III.38</b>	Résultats de calcul.....	56
<b>Tableau III.39</b>	Résultats de calcul de la régularisation saisonnière.....	57

<b>Tableau III.40</b> Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques .....	58
<b>Tableau III.41</b> Calcul des pertes .....	59
<b>Tableau III.42</b> Régularisation saisonnière compte tenu des pertes .....	60
<b>Tableau III.43</b> Calcul de la courbe caractéristique du barrage .....	65
<b>Tableau III.44</b> Calcul de l'hydrogramme laminé .....	66
<b>Tableau III.45</b> Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties .....	67
<b>Tableau III.46</b> Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum .....	68
<b>Tableau III.47</b> Récapitulatif des résultats .....	69
<b>Tableau III.48</b> Largeur en crête .....	71
<b>Tableau III.49</b> Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes .....	72
<b>Tableau III.50</b> Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs .....	73
<b>Tableau III.51</b> Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes .....	74
<b>Tableau III.52</b> Caractéristiques du barrage .....	75
<b>Tableau V.1</b> Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap .....	87
<b>Tableau V.2</b> Valeurs de $D_5$ , $D_{17}$ , $n_0$ et $n$ .....	87
<b>Tableau V.4</b> Caractéristiques du prisme de drainage .....	89
<b>Tableau V.3</b> Caractéristiques du noyau .....	90
<b>Tableau V.05</b> Coordonnées de la parabole de Kozeny .....	92
<b>Tableau V.6</b> Valeurs des $K_1$ et $K_2$ .....	94
<b>Tableau V.7</b> Valeurs des $R_1$ et $R_2$ .....	95
<b>Tableau V.8</b> Caractéristiques géotechniques des sols .....	96
<b>Tableau V.9</b> Valeurs des coefficients de stabilité admissibles .....	98
<b>Tableau V.10</b> Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement .....	100
<b>Tableau VII.1</b> Symboles et durées des opérations .....	106

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.01</b> Plan communal de la Wilaya d'Oum El Bouaghi.....	2
<b>Figure II.01</b> Extrait de la carte géologique de l'Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition)– Échelle : 1/500.000.....	9
<b>Figure II.02</b> Extrait de la coupe interprétative de la carte géologique de l'Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition)– Échelle : 1/500.000.....	9
<b>Figure II.03</b> Extrait de la légende de la carte géologique de l'Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition)– Échelle : 1/500.000.....	10
<b>Figure II.04</b> Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99.....	15
<b>Figure III.01</b> : Bassin versant Oued Ouarkis.....	17
<b>Figure III.02</b> Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage Ouakris.....	21
<b>Figure III.03</b> Répartition des courbes de niveaux.....	21
<b>Figure III.04</b> Réseau hydrographique du Bassin versant.....	25
<b>Figure III.05</b> Profil en long du cours d'eau principal.....	26
<b>Figure III.06</b> Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.....	31
<b>Figure III.07</b> Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	35
<b>Figure III.08</b> Représentation graphique de la loi Log-normale.....	37
<b>Figure III.9</b> Représentation des pluies de courte durée en fonction.....	40
<b>Figure III.10</b> Représentation des intensités en fonction de temps.....	40
<b>Figure III.11</b> Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour avec la méthode empirique.....	51
<b>Figure III.12</b> Hydrogramme de la crue de projet à une période.....	51
<b>Figure III.13</b> Hydrogramme de la crue du chantier pour une période.....	52
<b>Figure III.14</b> Courbe volumétrique ( $S=f(V)$ ).....	54
<b>Figure III.15</b> Courbe Surface –Hauteur.....	55
<b>Figure III.16</b> Courbe Capacité –Hauteur.....	55
<b>Figure III.17</b> Graphiques d'exploitation.....	61
<b>Figure III.18</b> Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	64
<b>Figure III.19</b> Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	64
<b>Figure III.20</b> Courbe caractéristique du barrage.....	65
<b>Figure III.21</b> Hydrogrammes d'entrée et de sorties.....	68
<b>Figure III.22</b> Courbe d'optimisation.....	74
<b>Figure V.1</b> Schéma de calcul de la ligne de saturation.....	91
<b>Figure V.2</b> Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenuis.....	94
<b>Figure V.3</b> Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev.....	95
<b>Figure VII.1</b> Calcul par C.P.M du réseau à nœud.....	107

# *Liste des planches*

**Planche n°1** : Profil en long de la digue plus une coupe géologique suivant l'axe.

**Planche n°2** : Profils types des variantes de la digue du barrage Ourkis.

**Planche n°3** : Coupe type de la variante retenue de la digue du barrage Ourkis.

**Planche n°4** : Schéma de calcul de la stabilité.

**Planche n°5** : Plan d'aménagement du barrage Ourkis.

**Planche n°6** : Plan de diagramme de Gant.

---

# **Introduction Générale**

## **Introduction générale :**

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, agricole ou industriel, elle est la source de la vie.

Avec une démographie galopante et une demande en eau croissante, l'Algérie et exactement la wilaya d'Oum El Bouaghi est contrainte de mobiliser au maximum ses ressources en eau superficielles pour subvenir aux besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et l'industrie.

Dans ce contexte des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des différents besoins.

À cet effet l'Agence Nationale des Barrage et Transfert a lancé un programme pour l'étude du projet du barrage Ourkis qui va stocker un volume d'eau important destiné principalement à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation.

L'objet de cette présente thèse est de faire une étude des variantes de la digue du barrage Ourkis situé dans la commune d'Ain El Fakroun, W. Oum El Bouaghi.

Le contenu comprendra sept chapitres. Il sera fait une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue de calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue du projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et de la hauteur de la digue. On consacrera un chapitre pour le choix de la variante technico-économique. Une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception on vérifiera sa stabilité. En fin, dans le dernier chapitre, on abordera la problématique de l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

---

# **Chapitre I :**

## **Présentation de**

### **la zone d'étude**

## Introduction

Ce chapitre portera sur la description générale de toutes les informations qui concernent la zone d'étude ; du point de vue géographie, topographie et géologie, pour connaître les caractéristiques du lieu qui influence la conception du barrage Ourkis.

## I.1 Situation géographique

### I.1.1 Situation géographique de la commune d'Ain Fakroun

La commune d'Ain Fakroun est considérée parmi les grandes daïras de la wilaya D'OUM EL BOUAGHI. Elle est limitée :

- Au nord par les communes de SIGUS, EL AMIRIA.
- A l'est par les communes OUM EL BOUAGHI et AIN DISS.
- Au sud par la commune de BOUQHERRA SAOUDI.
- A l'ouest par la commune de TOUMGHANI.

La commune d'AIN FAKROUN est située dans les hautes plaines constantinoises au Nord Est des Aurès et au Nord des pays des lacs, entre 6°45 et 6.57 de longitude et 35°50 et 34.23 d'altitude elle s'étend sur 11.5 km environ du Nord au Sud et sur 7km de l'Est à l'ouest et couvre ainsi une superficie de 797km<sup>2</sup>. AIN FAKROUN situé à 58km de CONSTANTINE, 36km d'Ain M'lila, 32km D'OUM EL BOUAGHI (chef-lieu de wilaya) , 57km D'AIN BEIDA , 142km de TEBASSA , 105km de BATNA.

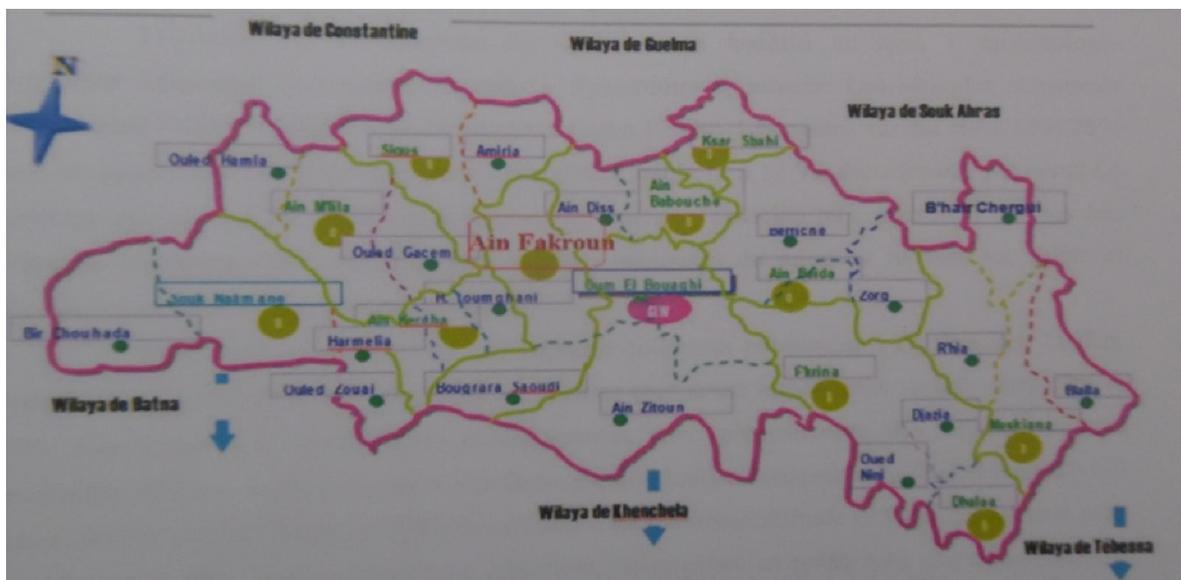


Figure I.01 : Plan communal de la Wilaya d'Oum El Bouaghi.

### I.1.2 Situation géographique du barrage Ourkis

Le barrage Ourkis est situé dans la wilaya d'Oum El Bouaghi à 14 Km au Sud d'Ain Fakroun, directement en aval du confluent des Oued d'El Kebir et d'Ourkis.

Le site est défini sur la carte d'État-major Ain Fakroun NI-32-XIX-2 EST à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées suivant :

$$X = 313,96 \text{ Km.}$$

$$Y = 3972,31 \text{ Km.}$$

$$Z = 917 \text{ m.}$$

### I.2 Situation topographique

Du point de vue morphologie, trois ensembles physiques peuvent être identifiés :

- L'ensemble montagneux du Djebel Oum kechrid au Sud, avec une morphologie irrégulière présentant une activité morpho-dynamique apparente. Les altitudes moyennes varient entre 1000 et 1050 m : le point culminant est à 1208m. les pentes varient entre 12 et 25 % dans les hauts versants, elles sont par contre faibles (3 à 12%) dans les bas piémonts.

La structure géologique du relief est à dominance calcaire associée aux marnes. Dans les bas piémonts les formations sont beaucoup plus argilo-sableuses du miocène moyen, les galets alluvions sont repartis dans les dépressions.

- A l'Est et au Nord-est, un paysage collinaire prédomine : Djebel Ferroukh 1107m, Djebel Hazmal 1163m, et Hireche 1080m. les pentes sont assez importantes variant entre 12% et 25%.

Les formations géologiques prédominantes sont généralement des strates calcaires intercalées dans les marnes. De la même façon s'individualise l'ensemble de Djebel Loussalit (El Knira) à l'Ouest constituant un système collinaire de moyenne altitude (950m). les versants sont réguliers, homogènes et présentent des dénivellations légèrement importantes. La structure est essentiellement calcaire de crétacé moyen, en fait c'est une continuité de la structure anticlinale de Djebel Fortass.

- La plaine D'AIN FAKROUN s'identifie par ses particularités morphologiques et géométriques. Elle présente une topographie inclinée et en forme de quadrilatère. Les aspects complexes sont dus à l'alternance de tectoniques et de morpho dynamiques. Les altitudes sont entre 850 et 900m, les pentes sont faibles (0 à 3%). Les plaines sont recouvertes d'un manteau de matériel alluvionnaire du post-pliocène.

D'après les données topographiques précédentes on observe que la zone d'étude est accidentée telle que les altitudes des points extrêmes sont 920m NGA à l'aval c'est-à-dire au niveau du barrage d'Ouarkis et 986m NGA au niveau du réservoir existant El Feroukh , mais le relief reliant ces deux points est accidenté telle que le point le plus haut culmine à une altitude 1107m NGA. Quant au point le plus bas entre les deux limites à une altitude de 960m NGA, cela montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel et aussi qu'il y a un risque d'écrêtement de la ligne de charge.

### **I.3 Situation géologique**

La géologie du sol joue un rôle important du point de vue économie et stabilité, car elle détermine le mode de réalisation des tranchées, et les engins à mettre en place sur chantier. Cette étude nous renseigne sur la structure et les caractères du sol de la région en général.

On se trouve dans une zone où interfèrent les domaines saharien et tellien, l'emplacement des chaînes telliennes fut occupé au secondaire et tertiaire par un fossé de sédimentation. La limite Sud est marquée par une importante ligne de chevauchement dit Sud tellien et les hautes plaines correspondent à une zone surélevée où la couverture néritique (sédiments marins) déposée sur la plateforme continentale des terrains crétacés et éocènes est moins épaisse que dans les chaînes telliennes et peu plissée. Le terrain le plus ancien affleurant dans la région étudiée est le trias, essentiellement constitué d'argiles bariolées, le plus souvent rouge à gypse, avec des cristaux de quartz bipyramide et plus souvent des blocs d'ophites localement existant et des calcaires jaunes ou gris en plaquettes. Cet ensemble représente le trias supérieur et moyen.

L'absence quasi-totale d'arbres donne à la région une physionomie très particulière, une maigre couverture forestière très dégradée (genévriers, chênes kermès et quelques pins d'Alep) conservés qui sont localisés dans la partie Nord de Djebel Oum El Kechrid , Djebel Ferroukh , Djebel Hazema et du Kef AIN FAKROUN. Tous les autres reliefs restent dénudés.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre on a illustré toutes les caractéristiques de notre zone d'étude ; et de façon générale on peut dire que le site proposé pour la réalisation du barrage Ourkis dans la commune d'Ain Fakroun est très favorable vu La nature du site et son relief qui sont favorables au stockage de l'eau.

---

**Chapitre II :**  
**Etudes géologique**  
**et géotechnique**

---

## Introduction

Les études géologiques et géotechniques sont des stades très importants dans la conception des barrages, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs campagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituent le relief.

Dans ce présent chapitre on décrira sommairement la géologie et les conditions géotechniques du site.

### II.1. Contexte Géologique et stratigraphique de la région d'étude

La géologie de l'axe Oued Athmania- Ain Kercha-Ourkiss et Ain Kercha-Koudiat Medaouar, ne peut être dissociée de la géologie assez complexe des hautes plaines constantiniennes. Celle-ci constituée par plusieurs unités disposées en "écaillés", au cours de l'orogène alpine, sur les formations allochtones situées plus au sud.

La carte géologique de Constantine (1/200 000) montre l'existence de deux unités principales: l'autochtone sud aurésien, et la nappe néritique constantinienne, sur laquelle reposent les nappes telliennes. Ces deux unités sont séparées par les écaillés de Selloua.

#### II.1.1 Autochtone et le parautochtone sud aurésien

Il couvre toute la partie sud de la feuille. L'autochtone est recouvert par les terrains quaternaires qui entourent les Sebka de Garret Ank Djamel et Garret Guellif. Il n'est donc pas visible à l'affleurement.

Le parautochtone peut être par contre observé, au niveau des Djebels Tarbennt et Toumbait dans la région d'Aïn Yagout, ainsi que dans les Djebels Oum Kchrid et Si Reghis entre Aïn Kercha et Oum El Bouaghi.

Il est représenté par des formations à dominance carbonatées ou marneuses, dans lesquelles s'intercalent des niveaux gréseux ou conglomératiques, allant du Lias inférieur carbonaté au Miocène marin transgressif.

#### II.1.2 Nappe néritique constantinienne

Débuté au nord du sillon de Selloua, qui se prolonge jusque dans la plaine d'Aïn M'lila..

Elle est caractérisée par la présence du jurassique supérieur carbonate, surmonté par les formations calcaires ou calcaréo-dolomitiques du crétacé inférieur. Toutes ces formations affleurent dans les Djebels Guerioun, Halilif et Gueroua situés au nord-est et sud-ouest d'Aïn M'lila.

### II.1.3 Autochtone sud aurésien et la nappe néritique constantinienne

IL sont séparées par le sillon de Selloua, qui s'étend depuis la plaine de Aïn M'lila à l'ouest, jusqu'à Sedrata située au nord-est de la feuille.

Le sillon de Selloua est occupé par une série de formations plissées et des écailles, à dominance marneuse ou marno-calcaire allant du Valanginien au Miocène. Ces formations s'appellent Unités allochtones sud-constantinienne.

### II.1.4 Nappes Telliennes, et les nappes flyschs

Reposent quelque soit leur nature, sur les niveaux d'âge varié de la série néritique constantinienne. On les rencontre donc uniquement dans la moitié nord de la feuille de Constantine.

- **Nappes Flyschs:** Sont concentrées en bordure nord de la feuille, et occupent de larges espaces, allant du Djebel Ouahch près de Constantine jusqu'au Djebel Mahouna situ à l'est. Elles sont présentes également au nord de Sedrata. il s'agit essentiellement de formations argilo-gréseuses du Numidien. Dans l'axe Athmania-Aïn M'lila, les Flyschs affleurent sous deux auréoles à environ 6 km au nord de Hamla.

- **Nappe Ultra-Tellienne:** comprend toute la série allant du Barrémien au Lutétien, constituée par des marnes, des marno-calcaire, et des calcaires, que l'on rencontre essentiellement autour de Constantine. Certains niveaux comme les marnes du Lutétien, sont rares. Plus au sud à l'ouest d'Ouled Rahmoun, la nappe Ultra-Tellienne est représentées par des niveaux allant du Maestrichtien au Paléocène.

- **Nappes Telliennes s.s:** Englobent les formations allant du Sénonien inférieur au priabonien (Eocène). Elles présentent un faciès marneux (Lutétien Priabonien), calcaire ou calcaire marneux (Yprésien-Lutétien inférieur), marnes noires ou marno-calcaire (Dano-Paléocène). La série inférieure (Maestrichtien-Paléocène) est constituée par des marnes noires, tandis que le Sénonien est essentiellement marneux, mais comprend dans sa partie supérieure deux barres calcaires bien individualisées. Les nappes Tailliennes s.s peuvent être observées au nord de Djebel Fortas, et les Djebel Felten et Chettaabas. Leur limite sud est représentées par les affleurements d'El Guerah et du synclinal de Taxas au nord de Aïn Fakroun.

- **Nappe péni-Tellienne:** Dans les régions d'Aïn Tinn et El Kerma (nord de l'Oued Athmania), on note, en plus de quelques intrusions triasiques, la présence de formations calcaires ou marneuses allant du Lias au Paléocène. Des niveaux de conglomérats peuvent s'intercaler entre les calcaires et les marnes. notamment au Sénonien inférieur, et au Campanien.

### **II.1.5 Mio-pliocène continental**

Il est présent sur toute la feuille, mais dans le quart nord-ouest (triangle Teleghm-Mila - khroub) il couvre de grands espaces. Ce sont des dépôts de remplissage des dépressions, qui présentent une grande variabilité.

ils sont constituées d'argiles, de marnes gypseuses, de calcaires lacustres, de conglomérats, de grès et de sables.

Les premiers niveaux caractérisés par l'abondance d'éléments détritiques appartiennent semble-t-il, au Miocène supérieur, alors que le sommet est attribué au villafranchien.

### **II.1.6 Mio-pliocène mari**

Il est peu développé. Il se limite à de petits affleurements situés à quelques kilomètres au SE de M'lila.

### **II.1.7 Quaternaire**

Il constitue les terrains de couverture des terrains autochtones et des zones basses. Les dépôts présentent de grandes variations. On y trouve des tufs hydrothermaux liés à l'activité de sources chaudes, des formations dunaires près des chotts, des sols salés, des croûtes calcaires du Villafranchien, des glacis anciens ou polygéniques des alluvions anciennes ou récentes et des éboulis.

## **II.2 Géologie Régionale-Aïn Kercha / Ourkiss**

### **II.2.1 Lithologie**

Le couloir Aïn Kercha Ourkiss est situé du point de vue structural dans le sillon de Seloua, caractérisé par:

- La plaine d'Aïn Kercha recouverte par les dépôts d'âge Quaternaire, représentés par des alluvions caillouteuses de plateaux, des poudingues, des dépôts lacustres, et des croûtes calcaires.
- Le domaine des plis et écaillés qui constituent la terminaison SW Chebka Selloua à l'est, ainsi que les terrains Crétacé, forment la limite septentrionale des unités autochtones et paraautochtones aurésien.

### II.2.1.1 Formations parautochtones

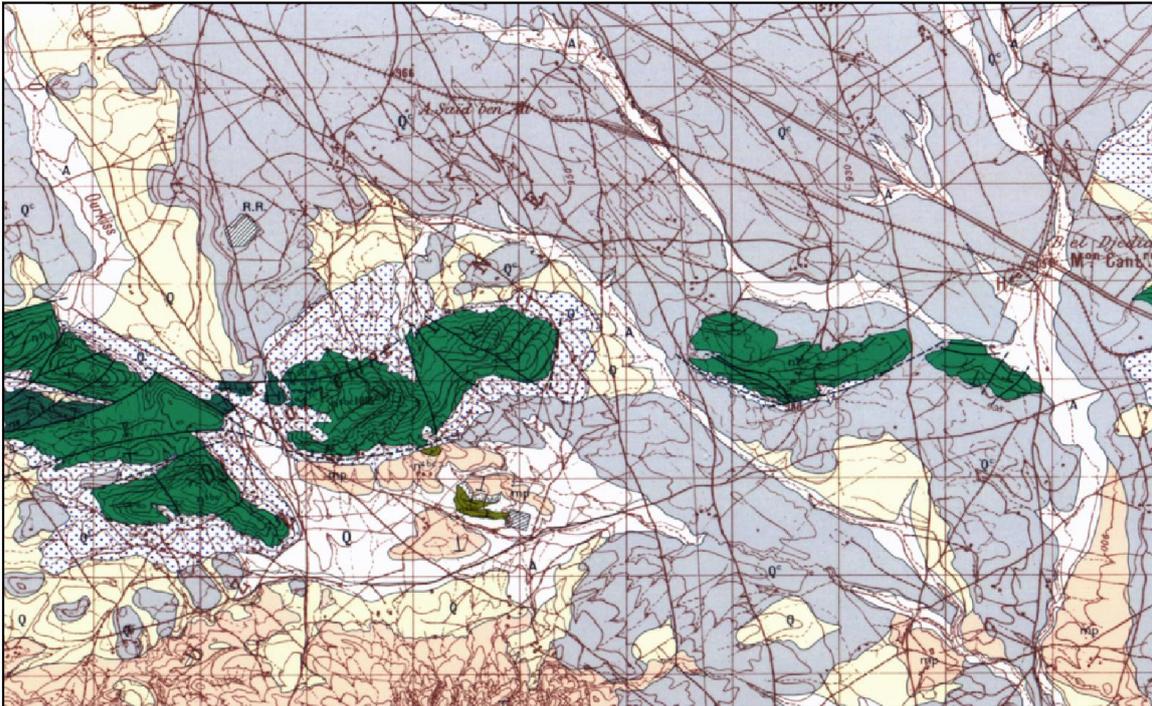
Ils occupent la partie située au sud de l'axe Aïn Kercha-Ourkiss. Elles sont représentées par:

- **L'Aptien:** formé par des calcaires indifférenciés visible dans les Djebels Kchrid, Ahmar Kheddou, et Guellif, et se prolongent vers l'est en direction d'Ourkiss. Les sondages réalisés à Ourkiss montrent qu'il s'agit en fait d'un ensemble calcaréo-dolomitique.
- **L'Albien:** constitue de grès à la base, marnes grises et de marno-calcaires, se présente sous forme de lambeaux essentiellement sur le flanc nord du Kchrid et au sud d'Ourkiss.

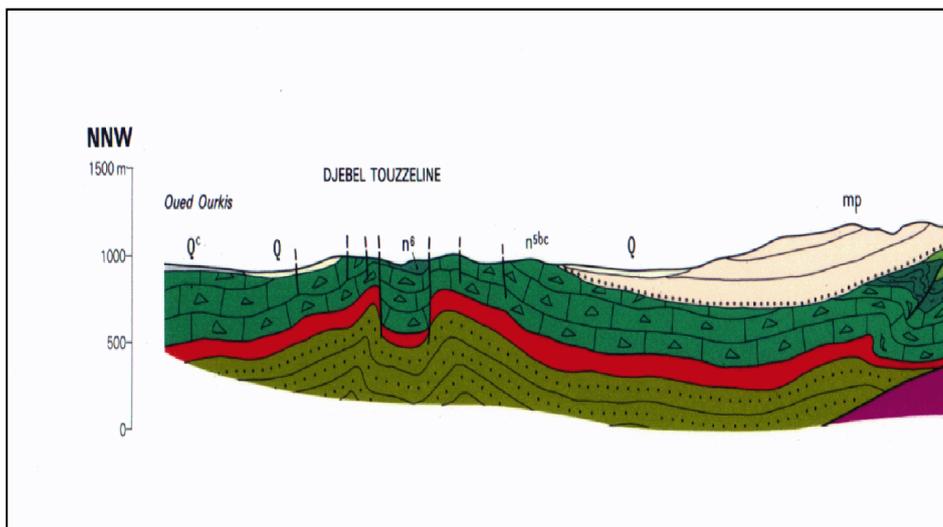
### II.2.1.2 Formations allochtones ou écailles de Selloua

Elles englobent:

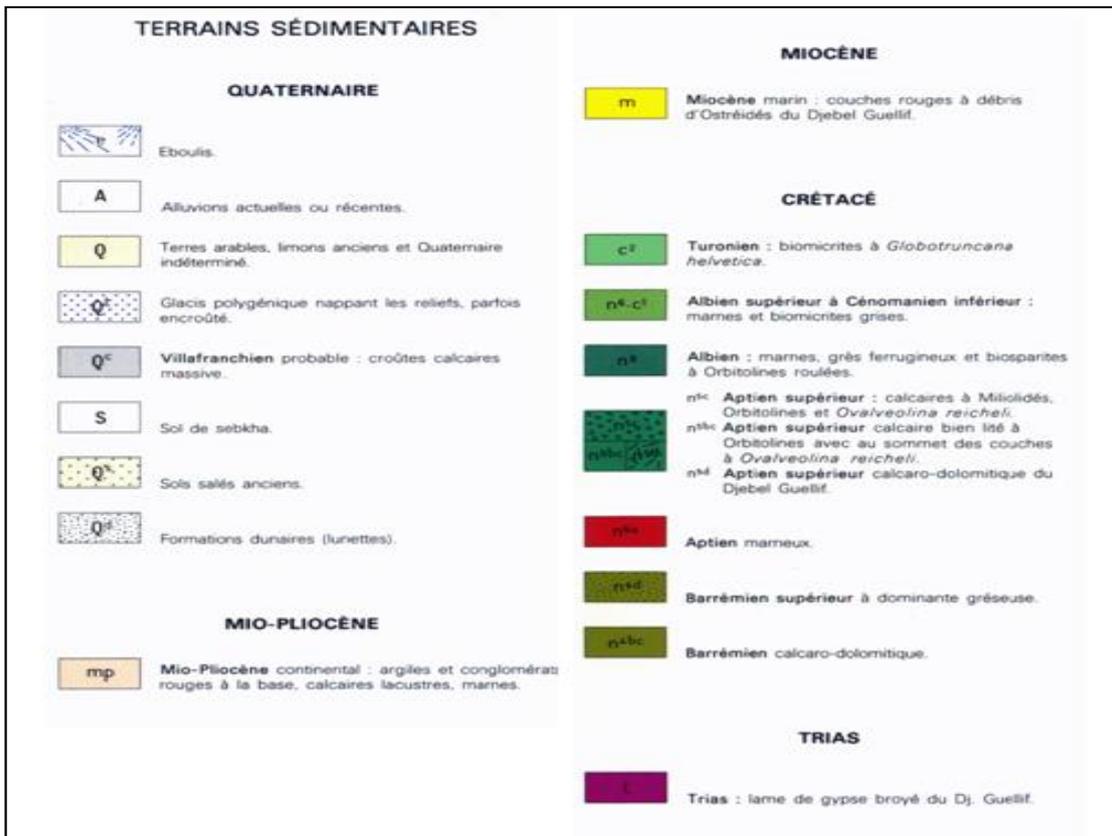
- **Le Cénomaniens:** forme les écailles situées au sud d'Aïn Fakroun qui se prolongent en direction d'Oum El Bouaghi. Il est constitué essentiellement de marnes et marno-calcaire.
- **Le Turonien:** repose en concordance sur le Cénomaniens, et présente le même faciès que lui. Il peut être observé entre Aïn Fakroun et Ourkiss sous formes d'écailles, orientées NE-SW. Vers le sud-ouest, il disparaît sous les terrains de couverture, et seuls quelques lambeaux sont visibles à l'est d'Argoub Sedra.
- **Le Coniacien-Santonien:** sont regroupés ici, car ils présente le même faciès, constitué de marno-calcaire et marnes grises ou bleues glauconieuses. Ces unités sont bien individualisées mais ne présentent pas de structure bien définie.
- **Le Campanien Maestrichtien:** est présent uniquement à l'est d'Aïn Fakroun. Il est formé de calcaire, de marno-calcaire et marnes.
- **L'Yprésien:** Il est présent sous forme d'une auréole, située au sud d'Ouled Igli, dans le synclinal de Draa el Hadj, ainsi que sur l'est du Djebel Hrich. Il est constitué de marno-calcaire et de calcaires à silex phosphatés et bitumineux.
- **Le Lutétien:** affleure sous forme d'une bande de faible épaisseur, constituant l'aire synclinale de Draa el Hadj. Il est représenté par des marnes, des argiles, et des calcaires
- **Le Burdigalien:** affleure sur de larges espaces à Aïn Fakroun et dans le synclinale de Draa el Hadj. Les dépôts varient en faciès et en épaisseur et se présentent sous forme de poudingues, et d'argiles rouges.
- **Le Quaternaire:** occupe le fond des vallées. Il est constitué d'alluvions caillouteuses et de dépôts lacustres.



**Figure I.01** : Extrait de la carte géologique de l'Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition)– Échelle : 1/500.000.



**Figure I.02** : Extrait de la coupe interprétative de la carte géologique de l'Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition)– Échelle : 1/500.000



**Figure I.03 :** Extrait de la légende de la carte géologique de l’Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition)– Échelle : 1/500.000

**II.2.2 Tectogénèse**

La plaine d’Aïn Kercha, qui prolonge celle d’Aïn M’ lila à l’ouest, est située dans un bassin d’effondrement, dont les unités à dominance marneuses ou marno-calcaires affleurent seulement dans la région d’Aïn Fakroun, ou elles forment les "écaillés" et les plis enchevêtrés et faillés de Chebket Selloua. Ces derniers sont orientés SW-NE et se prolongent en direction du NE. Leur mise en place s’est effectuée selon C Voute et Chr Bar par des mouvements, qui se sont faits sentie dès le Crétacé moyen et qui se sont poursuivis jusqu’à leur paroxysme durent l’Eocène, avant de reprendre au Miocène. Le domaine autochtone aurésien représenté par Djebel Kchrid, et dont fait partie le site d’Ourkiss, a été mis en place selon S. Guellal et J.M Villa à la laveur de deux phases tectoniques superposées ( atlasienne et alpine), séparées par un stade d’érosion.

**II.3 Géologie du site du barrage d’Ourkis**

le site de barrage d’Ourkis se trouve sur la rivière du même nom dans une vallée en V creusée à travers le Djebel Oum Kchrid. Comme le montre la carte géologique ci-jointe, le Djebel est formé par des formations d’âge Aptien composées de calcaires, dolomites, calcaire dolomitiques et accessoirement aussi de calcaires marneux. Ces roches sont compétentes, parautochtones, plissés et faillées. Mis à part la traversées de la rivière où on

rencontre d'épars dépôts alluviaux de graviers, de sables et d'argiles, rarement plus épais de 3 mètres, des affleurements de calcaires et dolomies des formations Aptiennes, couvrent presque entièrement les deux flancs du site de la digue, ainsi qu'une grande partie de la cuvette, notamment les pentes qui montent du fond de la cuvette vers le Djebel Oum Kchrid. La déformation par plis et failles a créé un important réseau de fractures dans les roches Aptiennes. Ces fractures forment un système orthogonal subvertical et elles suivent aussi les plans stratigraphiques. L'altération et la dissolution par les eaux de pluie ont agrandi les fractures et des cavités karstiques de petite taille ont été formées. De ce fait, le massif rocheux est devenu perméable. Cependant les fractures sont rarement plus large que 200 mm. L'investigation géophysique et les forages exécutés sur le site n'ont rien trouvé qui indiquerait la présence de grandes cavités de dissolution, des avens et de dolines dans les alentours immédiats de la digue et de la cuvette. Bien que l'on puisse observer sur de larges surfaces de roches exposées sur le Djebel que les fractures élargies sont généralement remplies de limon d'argile, on peut trouver localement des fractures ouvertes, en particulier dans les affleurement des roches calcaires et dolomitiques.

Un aquifère perché existe le long de l'Oued Ourkiss dans les parties où la rivière est pérenne.

le niveau de la nappe régionale dans le Djebel Oum Kchrid varie de 15 à 40 m sous la surface.

Au nord du Djebel, en amont du site de la digue, la vallée s'ouvre pour former un paysage ondulant dominé de collines formée d'argile, de limon et de gravier d'âge Quaternaire à récent.

Des croûtes calcaires d'origine pédogénique se rencontrent dans certains limons et ces roches. En raison de leurs compositions, ces dépôts récents sont imperméables. Ils reposent de façon discordante sur les calcaires et dolomies de l'Aptien au pied nord du Djebel et leur épaisseur augmente vers le nord. Dix mètres au nord du contact en surface entre les argiles et limons Récents d'un côté et les calcaires et dolomies de l'autre côté, les dépôts Récent atteignent déjà une épaisseur supérieure à 3 m.

En aval du site de la digue, sur le flanc gauche, des dépôts d'argile et de gravier du Miocène recouvrent les roches Crétacées comme on peut l'observer dans des vallées creusées par de petits affluents.

## **II.4 Cadre hydrogéologique**

L'Oued Ourkis est pérenne. Quand les roches Quaternaires à Récentes et les sols de la cuvette du barrage sont sous-jacents, la nappe phréatique aux alentours de la rivière est très peu profonde. Une étude de la nappe phréatique entreprise dans des puits creusés pour l'approvisionnement en eau de la communauté agricole vivant dans et près de la cuvette du barrage a relevé que les nappes phréatiques se trouvent à des profondeurs variant entre 1 et 5 m en dessous de la surface du sol.

Au site du barrage, l'Oued Ourkis est pérenne et donc, la nappe phréatique est à la surface. Des sondages d'exploration forés au site traversent cependant des nappes phréatiques à des profondeurs de 15 à 30 m en dessous du niveau de la rivière. Ceci indique l'existence d'une nappe phréatique perchée dans une section de la vallée de la rivière Ourkis, là où elle traverse les calcaires et les calcaires dolomitiques d'âge Aptien. La nappe phréatique régionale dans ces roches est trouvée généralement à 10 m plus bas ou plus elle a été rencontrée à des profondeurs variables. Ceci est dû aux fractures et aux failles qui se trouvent dans la roche.

## **II.5 Géologie locale du site**

### **II.5.1 Barrage**

La fondation des ouvrages du barrage sera réalisée à une profondeur d'environ 1 à 1,5m (flanc gauche, et flanc droit) sur une roche dure à très dures et moyennement altérée à fraîche, généralement dolomie sableuses, à diaclases moyennement rapprochées à espacées.

Les alluvions se trouvant dans le lit de la rivière ont une épaisseur assez mince (<3m environ) et seront enlevées.

### **II.5.2 Evacuateur de crue**

La fondation de l'évacuateur de crue sur la rive gauche sera réalisée sur dolomie où dolomie gréseuse, dure, à joints très rapprochés et avec les petites cavités. L'évacuateur de crues aura une profondeur située entre 3,5m et 6m environ.

Les graviers et les dépôts de sable (de Miocène à Pliocène) arrivent en aval du saut de ski de l'évacuateur de crues. Ceux-ci sont très susceptibles à l'érosion. Il est donc recommandé de les enlever et de les utiliser comme matériaux de construction des talus du barrage. Une protection contre l'érosion peut être exigée, selon le degré de désagrégation et de fissuration des roches crétacées sous-jacentes.

La perméabilité

La masse rocheuse, sauf dans certaines zones qui trouvent généralement à des profondeurs à 20m.

De petites cavités de dissolution sont visibles dans les carottes (2cm environ), mais aucune cavité ouverte importante n'a été rencontrée par les sondages. Dans le sondage S1, à partir d'une profondeur de 50 à 59m il y avait des contournements dans les essais de Lugeon, avec une absorption totale.

Ces régions constituent les zones ayant une absorption d'eau élevée et significative qui nécessiteront les injections avec un coulis de ciment liquide.

## II.6 Reconnaissances géologiques et géotechniques

Une étude géologique et géotechnique du site du barrage d'Ourkis et de sa cuvette a été réalisée en 2004 et 2005. Une étude géophysique ; qui a compris une investigation de microgravité permettant de déterminer la nature de karst dans la roches Aptiennes et une étude de résistivité électrique aidant à déterminer l'épaisseur des dépôts d'argile de l'ère Quaternaire à Récent qui couvrent les formations calcaires, a également été réalisée à ce moment-là. Les travaux se sont déroulés comme suit :

### II.6.1 Barrage

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de 15 sondages carottés, numérotés dz S1 à S15, forés au site du barrage et le long de certains endroits longeant le Djebel Oum Kchrid. Ils ont pour objectifs d'investiguer la lithologie, le degré de facteurs et d'altération ainsi que la nature karstique des roches. La répartition des sondages s'est effectuée de manière suivante :

- 5 au niveau de la rive droite (S1, S5, S8, S9 et S15)
- 1 niveau du lit de la rivière (S2)
- 5 au niveau de la rive gauche (S3, S6, S7, S13 et S14)
- 2 positionnée dans anomalies gravimétriques au bord de la rivière amont (S11 et S12)
- 2 sans l'axe de l'évacuateur de crue original (S4 et S10)

Les sondages ont été équipés de piézomètres permettant d'enregistrer les fluctuations de la nappe phréatique. Des essais de Lugeons ont été réalisés dans les sondages exécutés au site du barrage.

### II.6.2 Carrière

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de quatre (4) sondages carottés :

- 1 sondage carotté numéroté SC1 à la carrière potentielle N° 1 et
- 3 sondages carottés numérotés de SC2 à SC4 à la carrière potentielle N° 2.

### II.6.3 Zone d'emprunt

Un total de 21 puits a été réalisé dans la cuvette du barrage. Des échantillons des couches représentatives ont été ramassés dans les puits et soumis à des essais en laboratoire.

## II.6.4 Essais de laboratoire

### II.6.4.1 Echantillons du sol

- 15 déterminations des Limites d'Atterberg (elles ont été mesurées sur la totalité des échantillons testés),
- 15 déterminations de poids spécifique de grains,
- 15 déterminations de la teneur en eau,
- 15 granulométries + sédimentométriques,
- 11 essais Proctor standard,
- 5 déterminations œdométriques,
- 5 déterminations de perméabilité
- 5 essais de cisaillement triaxial CU
- 8 analyses chimiques

### II.6.4.2 Echantillons de roche

Les échantillons des roches représentatives pris dans les carottes ont été soumis à des essais en laboratoire :

- 19 déterminations de résistance à la compression simple
- 7 analyses de pétrographie de roche (matériaux délétère)

## II.7 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire

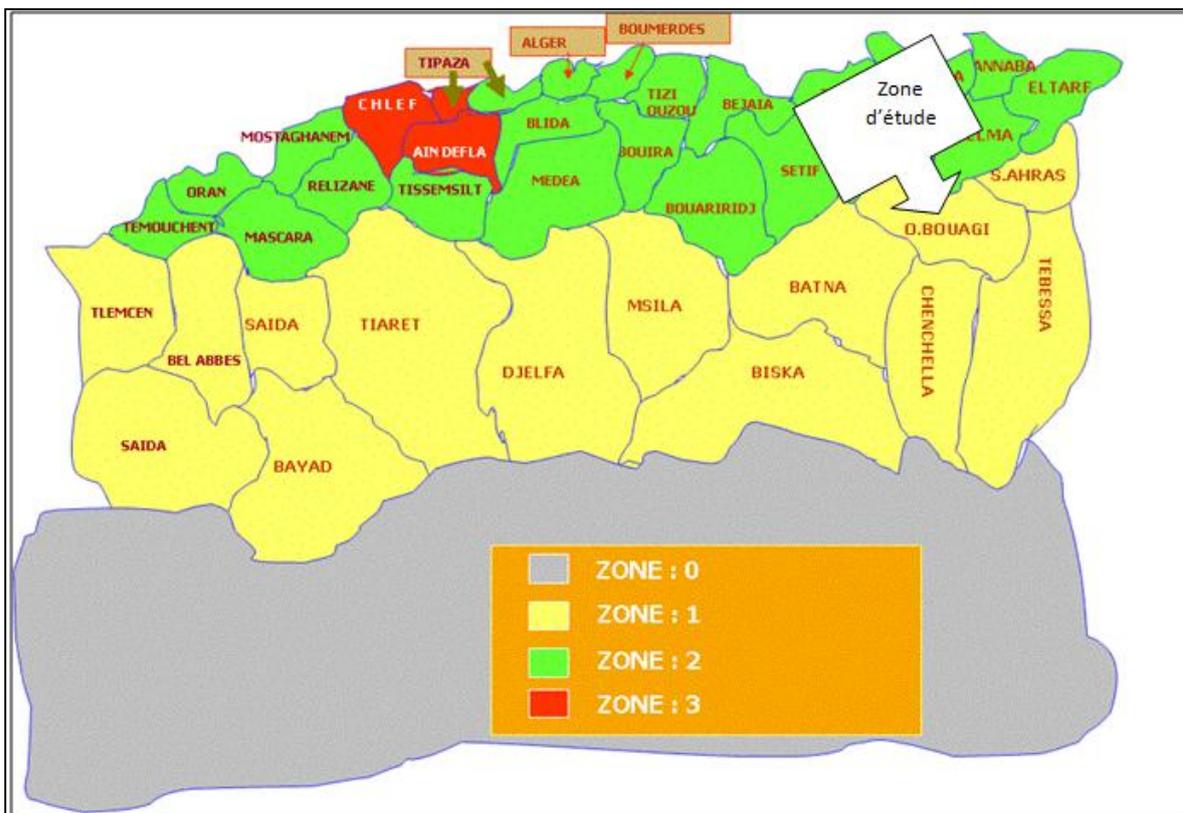
Tableau I.01 : Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire

L'essai	Résultats	
/	Teneur en eau naturelle	$W_n=15\%$
/	Densité sèche	$\gamma_d = 1.7 \text{ t/ m}^3$
Granulométrie	Gravier	8%
	Sable	32%
	Limon	20%
	Argile	40%
Proctor	Densité maximale	$\gamma_{\max}=1.85 \text{ t/m}^3$
	Teneur en eau optimale	$W_{\text{opt}}=16\%$
Cisaillement Triaxial	Cohésion	$C' =0.26\text{bar}$
	Angle de frottement	$\phi' =11^\circ$
Oedomètre	Préconsolidation	$P_c =2.8 \text{ bar}$
	Coefficient de compressibilité	$C_c =6\%$
	Coefficient de gonflement	$C_g =1\%$
Perméabilité	$K=2.1*10^{-8} \text{ cm/s}$	

### II.8 Sismicité

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes. L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébienne et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques)

La région d' OUM EL BOUAGHI est classée d'après le D.R.T BC 2-48 « Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 » dans la Zone I : faible sismicité.



**Figure I.04:** Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

**Tableau I.02** : Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Classification des ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage 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

A partir de cette classification, on a un Coefficients d'accélération du séisme de 0.15 qui caractérise notre zone d'étude.

### Conclusion

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du barrage (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation du barrage Ourkis à commune d'Ain Fakroun - Wilaya de Oum El Bouaghi.

---

**Chapitre III:  
Etude  
Hydrologique**

---

## Introduction

Le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued Ourkis en utilisant des données hydrométriques et hydrologiques afin d'obtenir un bon dimensionnement du barrage.

Dans l'étude hydrologique, on devra considérer :

- La description du bassin versant.
- Une analyse de crues : l'estimation du temps de concentration, le débit maximale et le volume de la crue.
- La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquentiels.
- La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité du barrage.

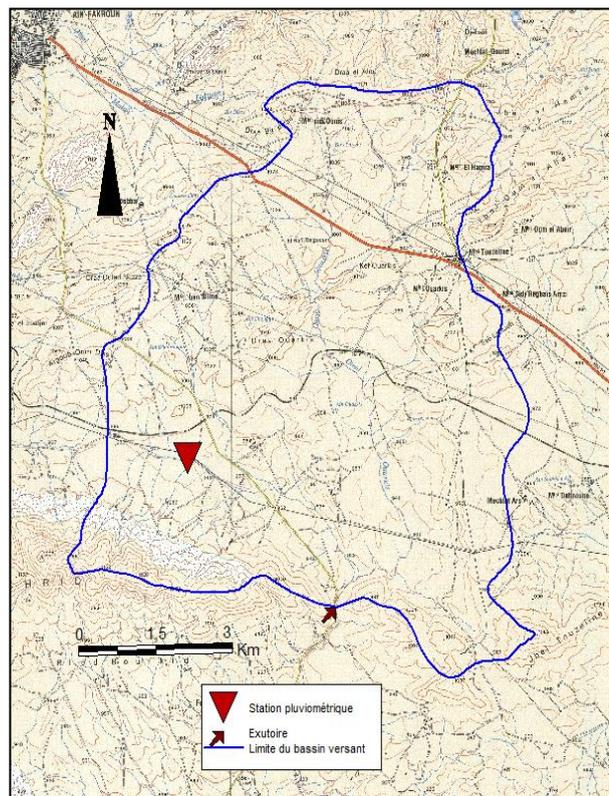
### III.1. Situation géographique

Le site du barrage Ouarkis est défini sur la carte d'État-major Ain Fakroun NI-32-XIX-2 EST à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées suivant :

X= 313,96 Km

Y = 3972,31 Km

Z = 917 m



**Figure III.1** : Bassin versant Oued Ouarkis  
(Carte topographique d' Ain Fakroun EST -l'échelle 1/50.000).

## III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Le bassin versant du barrage sur Oued Ouakris est délimité sur de la carte topographique d'Ain Fakroun NI-32-XIX-2 EST à l'échelle 1/50.000 à l'aide d'un logiciel de SIG (Figure III.1).

### III.2.1 Paramètres géométriques

#### III.2.1.1 Surface

A l'aide du même logiciel on a obtenu la surface :

$$S = 62,109 \text{ Km}^2$$

#### III.2.1.2 Périmètre

on a délimité le bassin et le périmètre obtenu est de :

$$P = 37,98 \text{ Km}$$

### III.2.2 Paramètres de forme

#### III.2.2.1 Indice de compacité de Gravelius "K<sub>c</sub>"

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant qui a son tour influence fortement l'écoulement global notamment le temps de réponse du bassin versant.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :  $K_C$  : Indice de compacité de Gravelius ;

S: Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

P: Périmètre du bassin versant (km) ;

AN :  $K_C = 1.35$

**Tableau III.01.** Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS

$K_C < 1.25$	Bassin compact
$1.25 < K_C < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_C > 1.5$	Bassin plutôt allongé

A partir de tableau (III.01) on a :

$1.25 < K_C = 1.35 < 1.5$  donc le bassin sur le quel on travail est de forme moyenne.

### III.2.2.2 Coefficient d'allongement

$$C_a = \frac{L^2}{S} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

$C_a$ : coefficient d'allongement

S: Surface du B.V (Km<sup>2</sup>) S= 62.11 km<sup>2</sup>

AN :  $C_a = 0.96$

### III.2.2.3 Rectangle équivalent

C'est une transformation géométrique en un rectangle de dimensions l et L ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant considéré et par conséquent le même indice de compacité .cette notion permet la comparaison des bassins entres eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement.

La longueur et la largeur du rectangle équivalent sont respectivement données par les relations qui suivent :

$$L_r = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (\text{III.3})$$

$$l_r = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (\text{III.4})$$

Avec :

$L_r$  : Longueur de rectangle équivalent.

$l_r$  : Largeur de rectangle équivalent.

$K_C$  : Indice de compacité de Gravelius.

AN :  $L_r = 14.61 \text{ Km}$  et  $l_r = 4.25 \text{ Km}$

Sachant que les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés, donc pour tracer le rectangle équivalent, on doit calculer les longueurs  $L_i$  pour chaque surface partielle en fixant la largeur  $l = 4.25 \text{ Km}$

On a  $S_i = L_i * l$  d'où  $L_i = \frac{S_i}{l}$  .

**Tableau III.02.**Résultats de calcul de rectangle équivalent

N <sup>o</sup> d'ordre	S <sub>i</sub> ( Km <sup>2</sup> )	l (Km)	Li (Km)
1	0,227	4,25	0,05
2	0,442	4,25	0,10
3	0,561	4,25	0,13
4	1,523	4,25	0,36
5	2,339	4,25	0,55
6	4,4	4,25	1,04
7	4,565	4,25	1,07
8	7,14	4,25	1,68
9	7,109	4,25	1,67
10	8,416	4,25	1,98
11	15,07	4,25	3,55
12	7,593	4,25	1,79
13	2,724	4,25	0,64

### III.2.3 Paramètres du relief

#### III.2.3.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du Bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles. Sur un graphique on porte en abscisse la surface exprimée en % et en ordonnée l'altitude.

Cette courbe est donnée dans la figure (III.2) à partir du Tableau( III.03).

**Tableau III.03** Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitudes m	Surfaces partielles Km 2	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
1180-1160	0,227	0,365	0,37
1160-1140	0,442	0,712	1,08
1140-1120	0,561	0,903	1,98
1120-1100	1,523	2,452	4,43
1100-1080	2,339	3,766	8,20
1080-1060	4,4	7,084	15,28
1060-1040	4,565	7,350	22,63
1040-1020	7,14	11,496	34,13
1020-1000	7,109	11,446	45,57
1000-980	8,416	13,550	59,12
980-960	15,07	24,263	83,39
960-940	7,593	12,225	95,61
940-exutoir	2,724	4,386	100,00

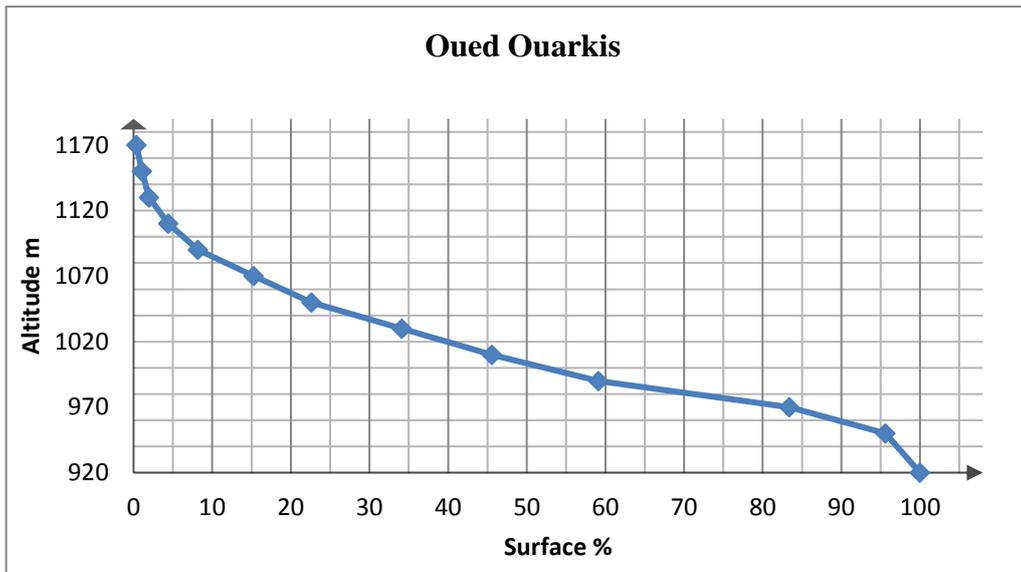


Figure III.02 : Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage Ouarkis.

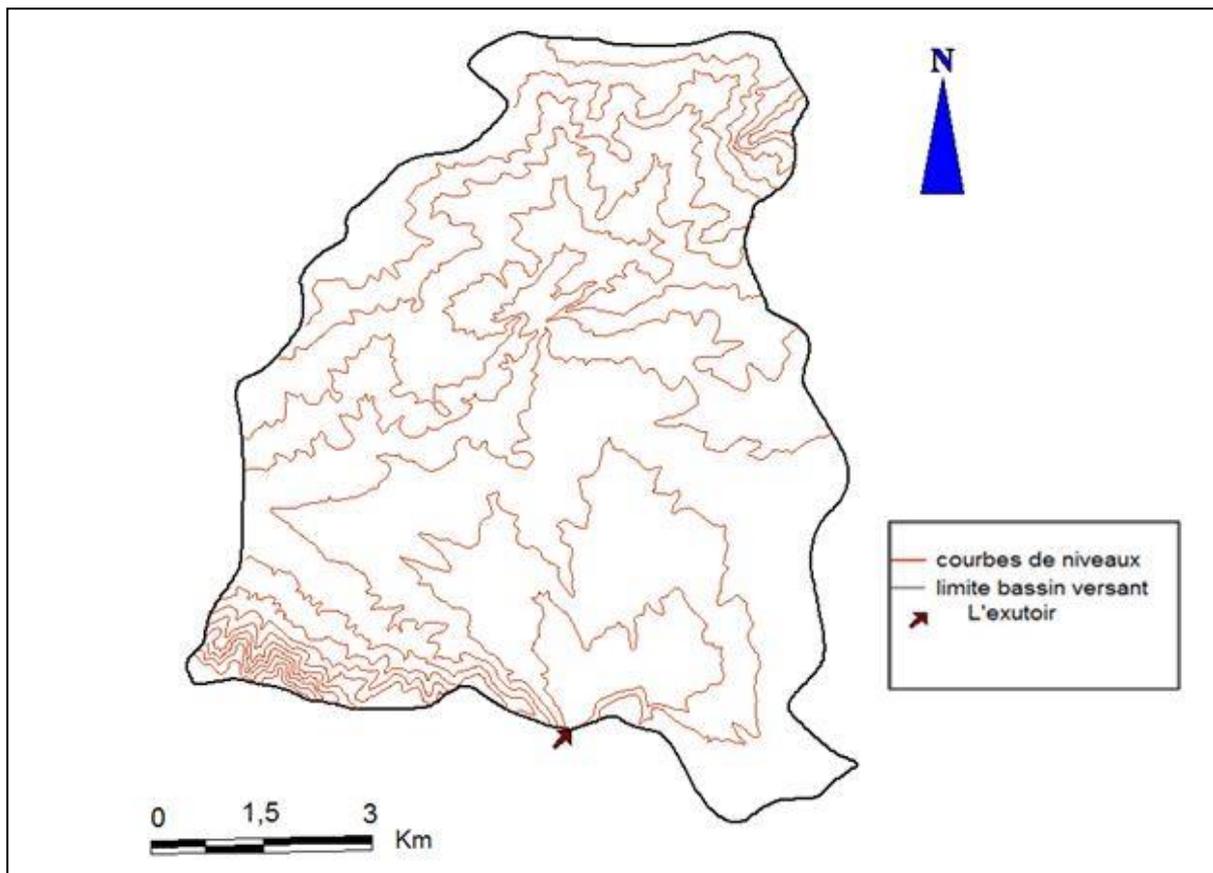


Figure III.03: La répartition des courbes de niveaux

**III.2.3.2 Altitudes caractéristiques**

- **Altitudes maximale et minimale**

$$H_{\max} = 1180 \text{ m} \quad \text{et} \quad H_{\min} = 920 \text{ m}$$

- **Altitude moyenne du bassin versant**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (\text{III.5})$$

avec :  $H_{\text{moy}}$  : Altitude moyenne du bassin (m) ;  
 $S_i$  : Aire comprise entre deux courbes de niveau (km<sup>2</sup>) ;  
 $H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;  
 $S$  : Superficie totale du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

AN :  $H_{\text{moy}} = 1004.3 \text{ m}$

- **Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

D'après la courbe hypsométrique **Figure (III.02)** on a :

- $H_{50\%} = 1003 \text{ m}$
- $H_{5\%} = 1107 \text{ m}$
- $H_{95\%} = 951 \text{ m}$

**III.2.3.3 Indices des pentes**

- **Indice de pente globale  $I_g$**

Cet indice sert à la classification du relief, il est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.6})$$

Avec :  $D$  : Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  [m]  
 $L$  : Longueur du rectangle équivalent [km]

AN :  $I_g = 10.68 \text{ m/Km}$       d'où :  $I_g = 1.068 \%$

• **Indice de pente de Roche  $I_p$**

$I_p$  est 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 est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III.7})$$

Avec : L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

$S_i$  : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  
De niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$  (m)

**Tableau III.04** : Détermination de la pente Roche  $I_p$

$H_i$ et $H_{i-1}$	$(H_i - H_{i-1})$ (m)	$S_i$ (km <sup>2</sup> )	( $S_i$ %)	S ( $H_i - H_{i-1}$ )	$\sqrt{S (H_i - H_{i-1})}$
1180-1160	20	0,227	0,37	7,31	2,70
1160-1140	20	0,442	0,71	14,23	3,77
1140-1120	20	0,561	0,90	18,07	4,25
1120-1100	20	1,523	2,45	49,04	7,00
1100-1080	20	2,339	3,77	75,32	8,68
1080-1060	20	4,4	7,08	141,69	11,90
1060-1040	20	4,565	7,35	147,00	12,12
1040-1020	20	7,14	11,50	229,92	15,16
1020-1000	20	7,109	11,45	228,92	15,13
1000-980	20	8,416	13,55	271,01	16,46
980-960	20	15,07	24,26	485,28	22,03
960-940	20	7,593	12,23	244,51	15,64
940-920	20	2,724	4,39	100,87	10,04

AN :  $I_p = 1.2 \%$

### III.2.3.4 Pente moyenne du bassin versant $I_m$

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (\text{III.8})$$

Avec :  $\Delta H$  : Dénivelée (m).

$l_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n, (Km)

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

AN :  $I_m = 622.71$  m/Km d'où :  $I_m = 62.27\%$

### III.2.3.5 Dénivelée spécifique $D_s$

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M ; appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{III.9})$$

Avec :  $I_g$  : Indice de pente global (m/km)

$S$  : Surface du bassin (km<sup>2</sup>)

AN :  $D_s = 84.17$  m

**Tableau III .05** Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	$D_s$ (m)
R1	Très faible	$D_s < 10$
R2	Faible	$10 < D_s < 25$
R3	Assez faible	$25 < D_s < 50$
R4	Modéré	$50 < D_s < 100$
R5	Assez modéré	$100 < D_s < 250$
R6	Fort	$250 < D_s < 500$
R7	Très fort	$D_s > 500$

On a  $50 < D_s < 100$  donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est Modéré de classe **R4**.

III.2.4 Réseau d'écoulement

III.2.4.1 Chevelu hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement.

Selon la classification de Schum qui dit : « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) », l'ordre de notre réseau hydrographique est de l'ordre 5

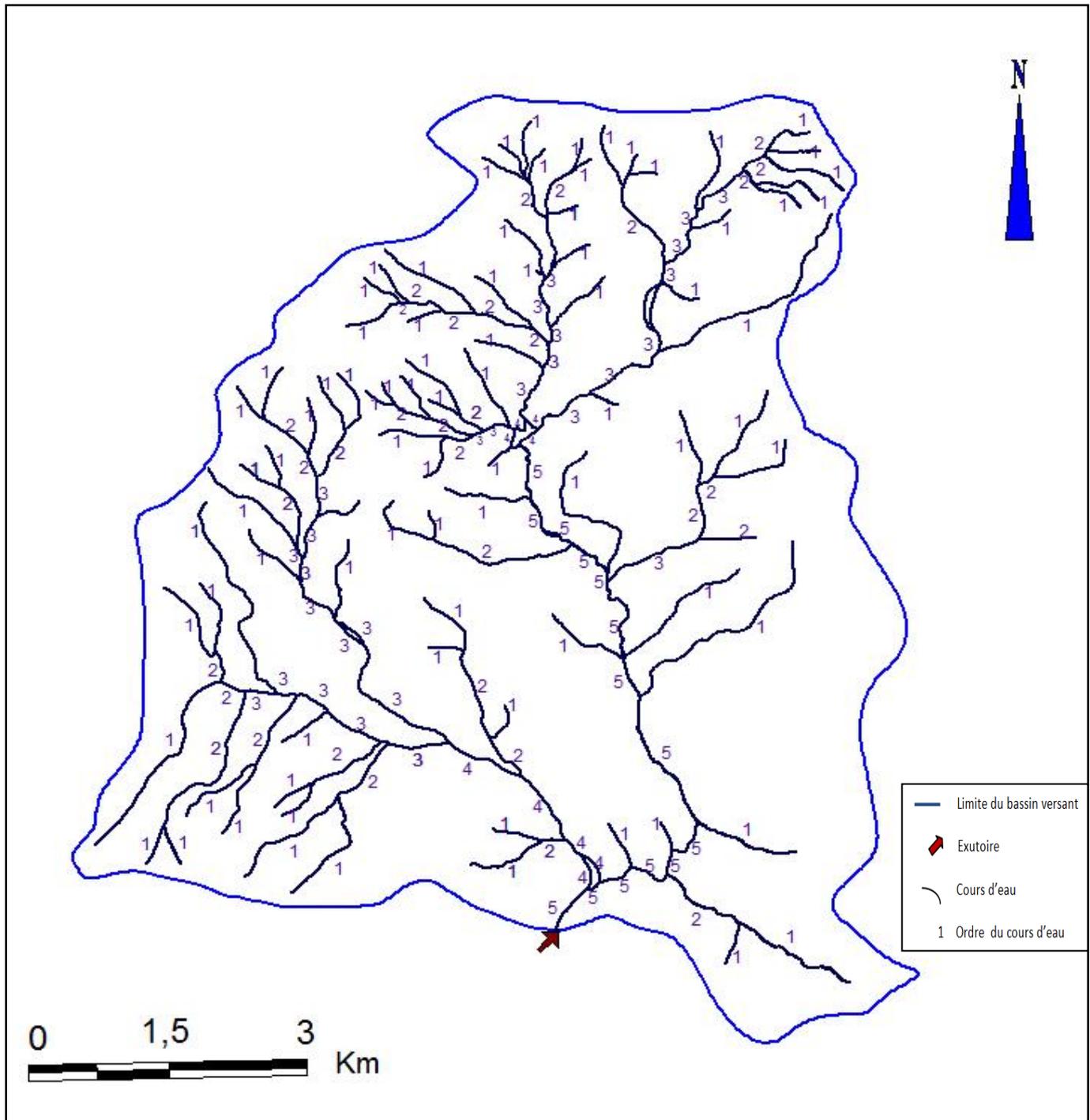


Figure III.04 Réseau hydrographique du Bassin versant OUED Ouakris

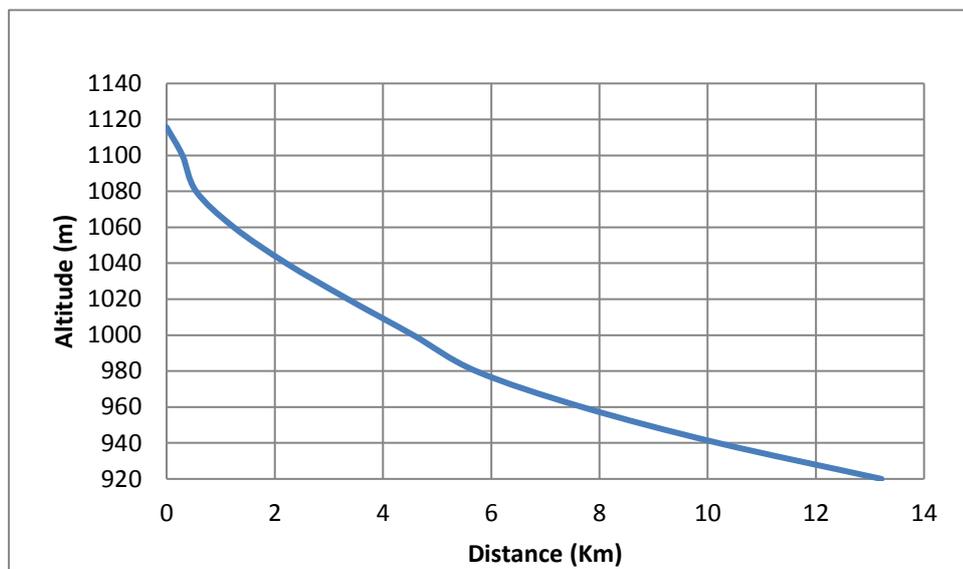
### III.2.4.2. Longueur du cours d'eau principal (L)

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Donc :  $L=13.21$  Km.

### III.2.4.3 Profil en long du cours d'eau

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau (figure III.05).



**Figure III.05:** Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant Oued Ouakris.

### III.2.4.5 Pente moyenne du cours d'eau principal $I_c$

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.10})$$

Avec :  $\Delta H$  : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m). = 1115.62-917

$\Delta L$  : Distance entre ces deux points (km) = 13.21 Km

AN :  $I_c = 15\text{m/Km}$  d'où  $I_c = 1.5\%$

### III.2.4.6 Densité de drainage $D_d$

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux du bassin versant, à sa surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en  $\text{Km/Km}^2$  selon la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.11})$$

Avec :  $\sum_{i=1}^n L_i$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) ;

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

AN :  $D_d = 1.79 \text{ km/ km}^2$

### III.2.4.7 Densité hydrographique F

Elle est donnée par la relation suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{III.12})$$

Avec :  $\sum_{i=1}^n N_i$  Somme des nombres de tous les cours d'eau d'ordre i .

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

AN :  $F = 2.97 \text{ talweg/ km}^2$ .

### III.2.4.8 Coefficient de torrentialité $C_t$

$$C_t = D_d \cdot \frac{N}{S} \quad (\text{III.13})$$

Avec :  $D_d$  : Densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. N=81.

S : Surface du bassin versant.

AN :  $C_t = 2.33$

### III.2.4.9 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. Il est donné par les formules suivantes :

- Formule de GIANDOTTI(1937)

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.14})$$

Avec :  $t_c$  : Temps de concentration en heure

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

$L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km)

$H_{moy}$ ,  $H_{min}$  : Respectivement altitude moyenne et minimal du bassin versant(m)

AN :  $t_c=6.92$  h

- **Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)**

$$t_c = \left(0.87 \frac{L_p^3}{H}\right)^{0.387} \quad (III.15)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

AN :  $t_c = 2.18$  h

- **Formule de VENTURA**

$$t_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{100 * I_c} \quad (III.16)$$

AN :  $t_c = 4$ h

**Tableau III.06** : Récapitulatif du temps de concentration :

Formules $t_c$ (heures)	$t_c$ (heures)
formule de GIANDOTTI	6.92
formule de SCS	2.18
formule de VENTURA	4

**Commentaire**

D'après ces résultats on prend en considération la **Formule de SCS** car elle nous

Donne la valeur la plus petite d'où :

$$t_c=2.18$$
 h

**III.2.4.10 Vitesse moyenne de ruissellement  $V_R$**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{L_p}{t_c} \quad (III.17)$$

Avec :  $L_p$  : Longueur de cours d'eau principal en (Km);  
 $t_c$  : Temps de concentration en (heure).

AN :  $V_R = 6.02$  Km/h

**Tableau III.07** : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant :

Désignations		Symboles	Unités	Valeurs
Superficie		S	km <sup>2</sup>	62,109
Périmètre		P	Km	38.98
Longueur du cours d'eau principal		$L_p$	km	13.21
Indice de compacité		$K_C$	-	1.35
Coefficient d'allongement		$C_a$	-	0.96
Rectangle équivalent	Longueur	$L_r$	Km	14.61
	Largeur	$l_r$	km	4.25
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1180
	Minimale	Hmin	m	920
	Moyenne	Hmoy	m	1004.3
	Médiane	H50%	m	1003
	5%	H5%	m	1107
	95%	H95%	m	951
Indice de pente globale		$I_g$	m/Km	10.68
Indice de pente de Roche		$I_p$	%	1.2
Pente moyenne du bassin versant		$I_{moy}$	%	62.27
Pente moyenne du cours d'eau principale		$I_c$	%	1.5
Dénivelée spécifique		$D_s$	m	84.17
Densité de drainage		$D_d$	Km/Km <sup>2</sup>	1.79
Densité hydrographique		F	Talweg/km <sup>2</sup>	2.97
Temps de concentration		$t_c$	h	2.18
Vitesse de ruissellement		$V_R$	Km/h	6.02
Coefficient de torrentialité		$C_t$	-	2.33

### III.3 Données climatologiques

#### III.3.1 Températures

Tableau III.08 : Températures moyennes mensuelles en degrés Celsius

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
T(°c)	23	17	10	6	7	7	11	14	21	24	28	27

Source :ONM OUM EL BOUAGHI

#### III 3.2 Evapotranspiration

Tableau III.09 Evapotranspiration

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
<b>E<sub>v</sub></b> <b>(mm)</b>	136	84	45	28	34	42	80	114	146	184	218	195

Source :ONM OUM EL BOUAGHI

#### III.3.3 Humidité

Tableau III. 10 Humidité

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
H(%)	48.9	51.7	54.8	49.2	46.4	53.3	47.1	46.2	45.3	33.5	32.4	31.6

Source :ONM OUM EL BOUAGHI

#### III.3.4 Vent

Tableau III.11 Vitesse du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
<b>vitesse</b> <b>du</b> <b>vent(m/s)</b>	5.7	3.6	2.3	0.2	0.5	1.2	3.2	5.4	3.0	5.1	9.6	9.5

Source :ONM OUM EL BOUAGHI

#### III.3.5 Pluviométrie

L'étude des précipitations se base sur les données de la station pluviométrique d'AIN YAGOUT dont les observations enregistrées s'étendent sur une période de 44 ans (1968-2012)

Tableau III.12 La station d'AIN YAGOUT (source ANRH d' Alger)

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées			Années de service	N(ans)
		X	Y	Z		
070306	AIN YAGOUT	836	281.6	876	1968-2012	44

### III.3.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

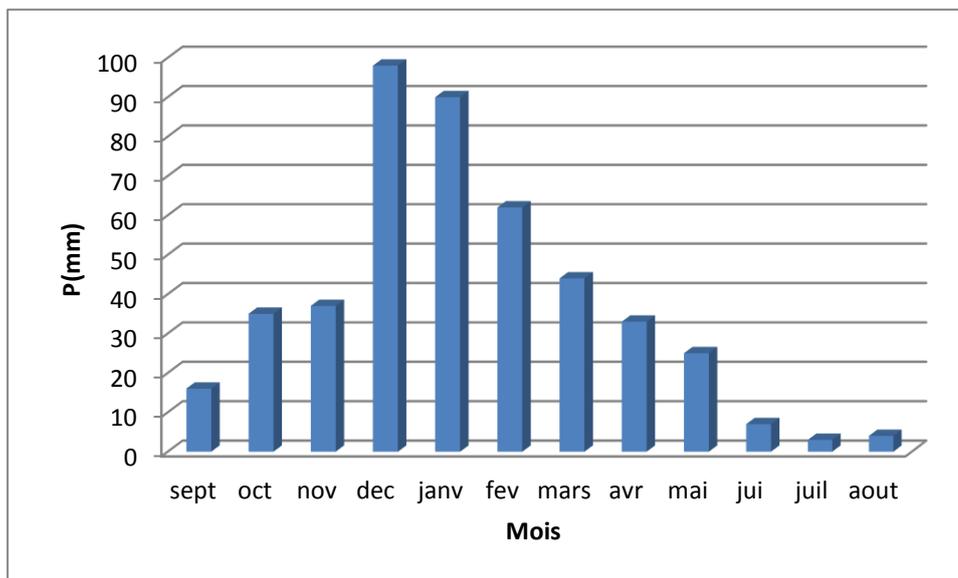
**Tableau III.13** Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Pm (mm)	16	35	37	98	90	62	44	33	25	7	3	4
Pm (%)	3,52	7,71	8,15	21,59	19,82	13,66	9,69	7,27	5,51	1,54	0,66	0,88

Source : ONM OUM EL BOUAGHI(1968-2012)

#### Commentaire

Le tableau III.13 montre une variation des précipitations qui s'étendent sur une période de 44 ans (1968-2012) avec un maximum de l'ordre de 98 mm observé en mois de décembre et un minimum de 3mm pendant le mois de Juillet. Nous constatant aussi que la précipitation moyenne interannuelle est de 454mm.



**Figure III.06:** Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.

## III.4 Étude des précipitations

### III.4.1 Homogénéisation des données

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a plusieurs tests statistiques à utiliser pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données.

Dans notre cas c'est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe

+ Pour les valeurs  $x_i > M$

- Pour les valeurs  $x_i < M$

- On calcule les quantités  $N_s$  et  $T_s$ , avec:

$N_s$  : Nombre total de séries de + ou -

$T_s$  : Taille de la plus grande série de + ou -

- La série est homogène si et seulement si

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) \tag{III.18}$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \tag{III.19}$$

Avec :  $N$  : Taille de la série ( $N=45$ ).

**Tableau III.14:** Précipitations interannuel

Année	Pannuel	Année	Pannuel	Année	Pannuel
1968	247	1983	264,3	1998	230,4
1969	460,7	1984	424	1999	393,9
1970	195,6	1985	278,3	2000	211,2
1971	464,2	1986	288,4	2001	227,4
1972	447,3	1987	201,8	2002	413,5
1973	244,4	1988	240,6	2003	483,4
1974	212,7	1989	284,1	2004	402,1
1975	464,8	1990	383,4	2005	362,3
1976	349,2	1991	375,6	2006	205,8
1977	223,16	1992	432,4	2007	319,3
1978	264,2	1993	182,7	2008	411,3
1979	342,2	1994	282,9	2009	349,8
1980	284,8	1995	491,1	2010	383,1
1981	413,1	1996	165,1	2011	336,5
1982	232,5	1997	373,6	2012	321,2

Source : ANRH (1968-2012)

**Tableau III.15:** Résultats du test de la médiane

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe
1968	247,0	-	1983	264,3	-	1998	230,4	-
1969	460,7	+	1984	424,0	+	1999	393,9	+
1970	195,6	-	1985	278,3	-	2000	211,2	-
1971	464,2	+	1986	288,4	-	2001	227,4	-
1972	447,3	+	1987	201,8	-	2002	413,5	+
1973	244,4	-	1988	240,6	-	2003	483,4	+
1974	212,7	-	1989	284,1	-	2004	402,1	+
1975	464,8	+	1990	383,4	+	2005	362,3	+
1976	349,2	+	1991	375,6	+	2006	205,8	-
1977	223,2	-	1992	432,4	+	2007	319,3	-
1978	264,2	-	1993	182,7	-	2008	411,3	+
1979	342,2	+	1994	282,9	-	2009	349,8	+
1980	284,8	-	1995	491,1	+	2010	383,1	+
1981	413,1	+	1996	165,1	-	2011	336,5	+
1982	232,5	-	1997	373,6	+	2012	321,2	+

- D'après le tableau III.09 on a :  
 $M= 321.2$  ,  $N_s=24$  et  $T_s=5$

- Vérification des conditions du test :  
 $N_s = 24 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) = 16.52$   
 $T_s = 5 < 3.3(\log_{10}N + 1) = 8.76$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles est homogène .

### III.4.2 Étude des pluies maximales journalières

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant (non dépassement).
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

**Tableau III.16:** Caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques	Valeur
Nombre d'observations	45
moyenne	41.1
Ecart-type	18.3
médiane	37.5
Coefficient de variation [ $C_v$ ]	0.445

#### III.4.2.1 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1-la loi de log-normale (droite de GALTON).
- 2-la loi de GUMBEL (droite de GUMBEL).

➤ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{III.20}$$

Tel que :  $y = a(x - x_0)$

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{\max,j} = \frac{1}{a}y + x_0 \tag{III.21}$$

On peut écrire:

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \tag{III.22}$$

Avec : 
$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

- 1/a : Pente de la droite de GUMBEL.
- y: Variable réduite de GUMBEL.
- x: Précipitation maximale journalière (mm).
- x<sub>0</sub>: Paramètre de position (mm).
- m : Ordre de classement.
- n : Taille de l'échantillon.

**Résultats de l'ajustement**

La droite de Gumbel est donnée par la figure III-07, Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.17** : Ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	Fréquence	P <sub>max j</sub> (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (mm)
1000	0.99	124	15.8	101 – 162
500	0.99	122	14.2	93.6 – 149
100	0.99	93.4	10.2	77.5 – 119
50	0.98	84.3	9.18	70.5 – 107
20	0.95	72.1	7.9	61.2 – 89.4
10	0.90	62.7	5.69	53.8–76.1
5	0.80	52.9	4.21	46.0 – 62.5
2	0.50	38.1	2.5	33.2 – 43

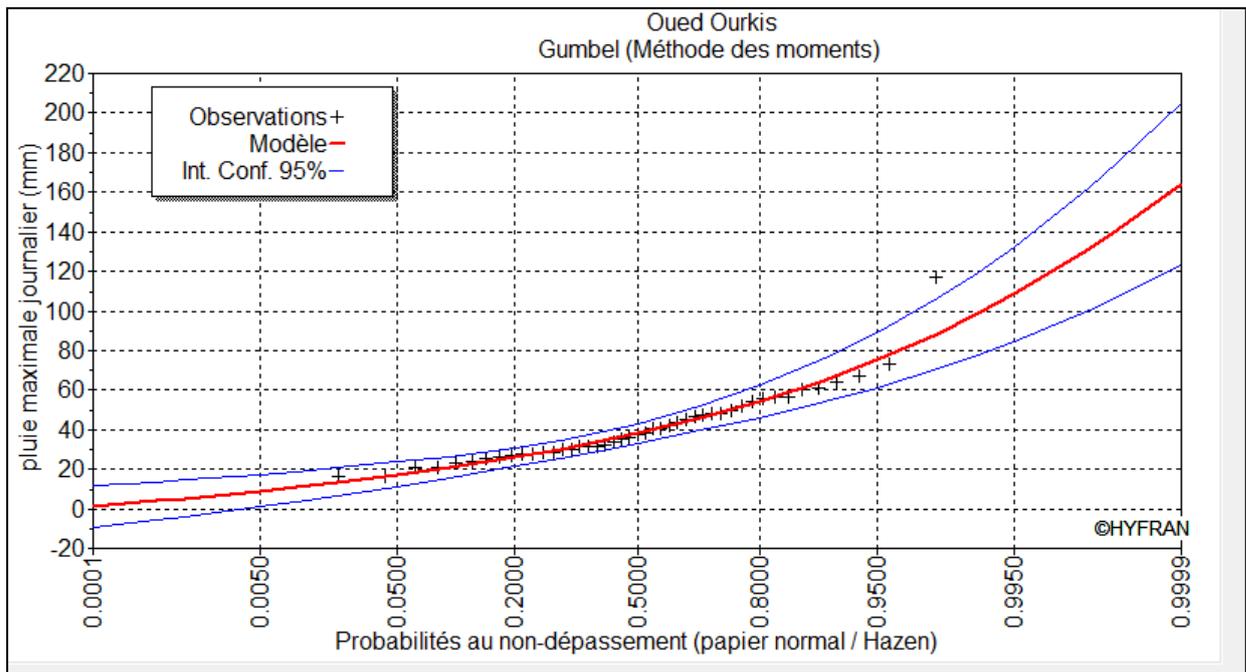


Figure III.07 : Représentation graphique de la loi de Gumbel

- **Paramètres**

Nombre d'observations :  $n = 45$

$x_0 = 33.2763$

$a = 13.0769$

- **Quantiles**

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

- **Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments)**

- ✓ **Hypothèses**

$H_0$  : Echantillon provient d'une loi Gumbel.

$H_1$  : Echantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

- ✓ **Résultats**

Résultat de la statistique :  $X^2 = 4.80$

p-value  $p = 0.5697$

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

- ✓ **Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

Tableau III.18 : Caractéristiques de la loi Gumbel

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	40.8	41.1
Ecart-type	16.8	18.3
Médiane	38.1	37.5
Coefficient de variation (Cv)	0.411	0.445

➤ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale (Loi Galton)**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{n} \quad \text{(III.23)}$$

Avec :

m : Numéro d'ordre de la valeur.

n : Taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \quad \text{(III.24)}$$

Avec :

$\sigma$  : Ecart-type.

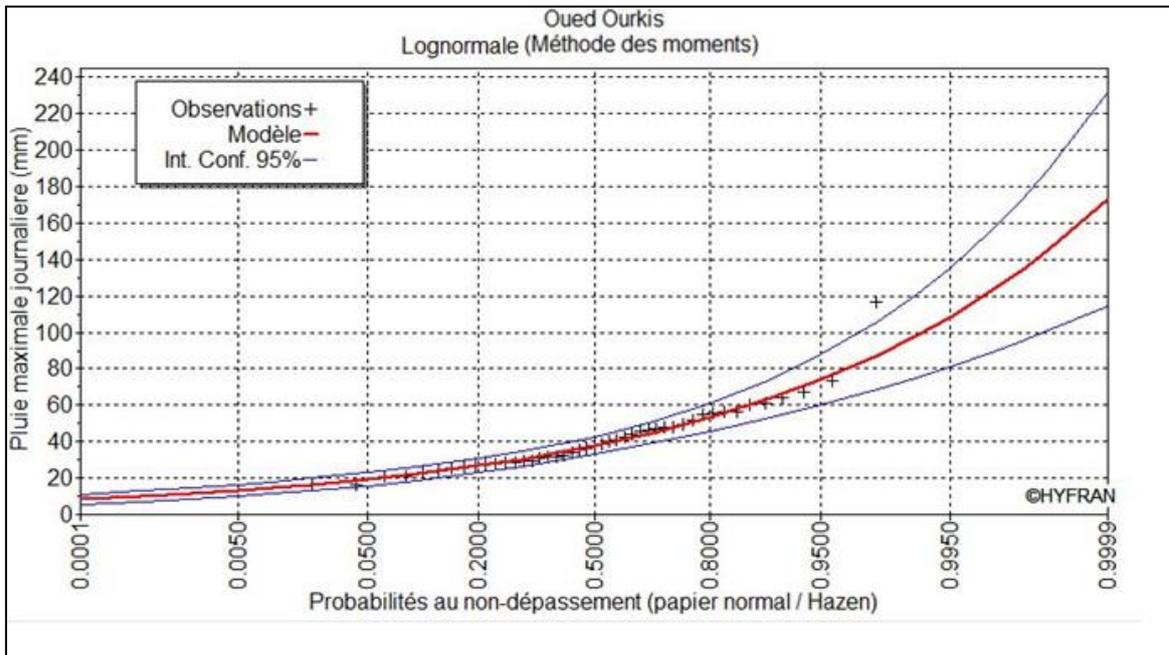
$x_{moy}$  : Hauteur de pluie moyenne.

$U_{p\%}$  : Variable réduite de Gauss.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau(III.19) suivant et le graphique par la figure (III-08)

Tableau III.19: Ajustement à la loi Log-Normale

T (ans)	Fréquence	$P_{max j}$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de Confiance (mm)
1000	0.99	134	19.8	95.0 – 173
500	0.99	123	17.1	89.2–156
100	0.99	97.9	11.6	75.2 – 121
50	0.98	87.6	9.49	69.0– 106
20	0.95	74.1	6.97	60.4 – 87.8
10	0.90	63.9	5.28	53.5–74.2
5	0.80	53.3	3.80	45.9 – 60.8
2	0.50	37.8	2.31	33.3 – 42.3



**Figure III.08** Représentation graphique de la loi Log-normale

- **Paramètres**

Taille :  $n = 45$

- **Quantiles**

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

- **Test d'adéquation de la loi Log-Normal (Méthode des moments)**

- ✓ **Hypothèses**

$H_0$  : Echantillon provient d'une loi Log-normale.

$H_1$  : Echantillon ne provient pas d'une Loi-log-normale.

- ✓ **Résultats**

Résultat de la statistique :  $X^2 = 6.4$

p-value  $p = 0.3799$

Degrés de liberté : 6

- ✓ Nombre de classes : 9

- ✓ **Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

Tableau III.20 : Caractéristiques de la loi Log-normale

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	41.1	41.1
Ecart-type	17.5	18.3
Médiane	37.8	37.5
Coefficient de variation (C <sub>v</sub> )	0.427	0.445

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus à partir des deux ajustements que nous avons fait on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de Log-normale.

Tableau III.21 : Pluies maximales journalières fréquentielle.

Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
Fréquence	0.99	0.98	0.95	0.90	0.80
P <sub>j max</sub> (mm)	97.9	87.6	74.1	63.9	53.3

**III.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences**

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{MAX,j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \tag{III.25}$$

Avec :

P<sub>ct</sub> : Pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P<sub>max,j</sub>.

P<sub>max,j</sub> : Pluies maximales fréquentielles.

t : Temps en heure.

b : Exposant climatique (b = 0.31) (source ANBT).

Les intensités maximales de période *t* (h) et période de retour *T* (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \tag{III.26}$$

Les résultats de calcul de la pluie P<sub>ct</sub> et l'intensité I<sub>0</sub> sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III .22 : Pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences

periode	1000		100		50		20		10		5	
Fréquence %	0,999		0.99		0.9800		0.95		0.9		0.8	
Pmaxj,p(%)	134		97.9		87,6		74,1		63.9		53.3	
T(h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h )	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm /h)
0,5	40,36	80,71	29,48	58,97	26,38	52,77	22,32	44,63	19,24	38,49	16,05	32,10
1	50,03	50,03	36,55	36,55	32,71	32,71	27,67	27,67	23,86	23,86	19,90	19,90
2	62,02	31,01	45,31	22,66	40,55	20,27	34,30	17,15	29,58	14,79	24,67	12,34
2.18	63.70	29.22	46.54	21.35	41.64	19.10	35.23	16.16	30.38	13.93	25.34	11.62
3	70,33	23,44	51,38	17,13	45,98	15,33	38,89	12,96	33,54	11,18	27,97	9,32
4	76,89	19,22	56,18	14,04	50,27	12,57	42,52	10,63	36,67	9,17	30,58	7,65
5	82,40	16,48	60,20	12,04	53,87	10,77	45,57	9,11	39,29	7,86	32,77	6,55
6	87,19	14,53	63,70	10,62	57,00	9,50	48,21	8,04	41,58	6,93	34,68	5,78
7	91,46	13,07	66,82	9,55	59,79	8,54	50,57	7,22	43,61	6,23	36,38	5,20
8	95,32	11,92	69,64	8,71	62,32	7,79	52,71	6,59	45,46	5,68	37,92	4,74
9	98,87	10,99	72,23	8,03	64,63	7,18	54,67	6,07	47,15	5,24	39,33	4,37
10	102,15	10,22	74,63	7,46	66,78	6,68	56,49	5,65	48,71	4,87	40,63	4,06
11	105,21	9,56	76,87	6,99	68,78	6,25	58,18	5,29	50,17	4,56	41,85	3,80
12	108,09	9,01	78,97	6,58	70,66	5,89	59,77	4,98	51,54	4,30	42,99	3,58
13	110,81	8,52	80,95	6,23	72,44	5,57	61,27	4,71	52,84	4,06	44,07	3,39
14	113,38	8,10	82,84	5,92	74,12	5,29	62,70	4,48	54,07	3,86	45,10	3,22
15	115,83	7,72	84,63	5,64	75,72	5,05	64,05	4,27	55,24	3,68	46,07	3,07
16	118,17	7,39	86,34	5,40	77,25	4,83	65,35	4,08	56,35	3,52	47,00	2,94
17	120,41	7,08	87,97	5,17	78,72	4,63	66,59	3,92	57,42	3,38	47,90	2,82
18	122,57	6,81	89,55	4,97	80,13	4,45	67,78	3,77	58,45	3,25	48,75	2,71
19	124,64	6,56	91,06	4,79	81,48	4,29	68,92	3,63	59,44	3,13	49,58	2,61
20	126,64	6,33	92,52	4,63	82,79	4,14	70,03	3,50	60,39	3,02	50,37	2,52
21	128,57	6,12	93,93	4,47	84,05	4,00	71,10	3,39	61,31	2,92	51,14	2,44
22	130,43	5,93	95,29	4,33	85,27	3,88	72,13	3,28	62,20	2,83	51,88	2,36
23	132,24	5,75	96,62	4,20	86,45	3,76	73,13	3,18	63,06	2,74	52,60	2,29
24	134,00	5,58	97,90	4,08	87,60	3,65	74,10	3,09	63,90	2,66	53,30	2,22

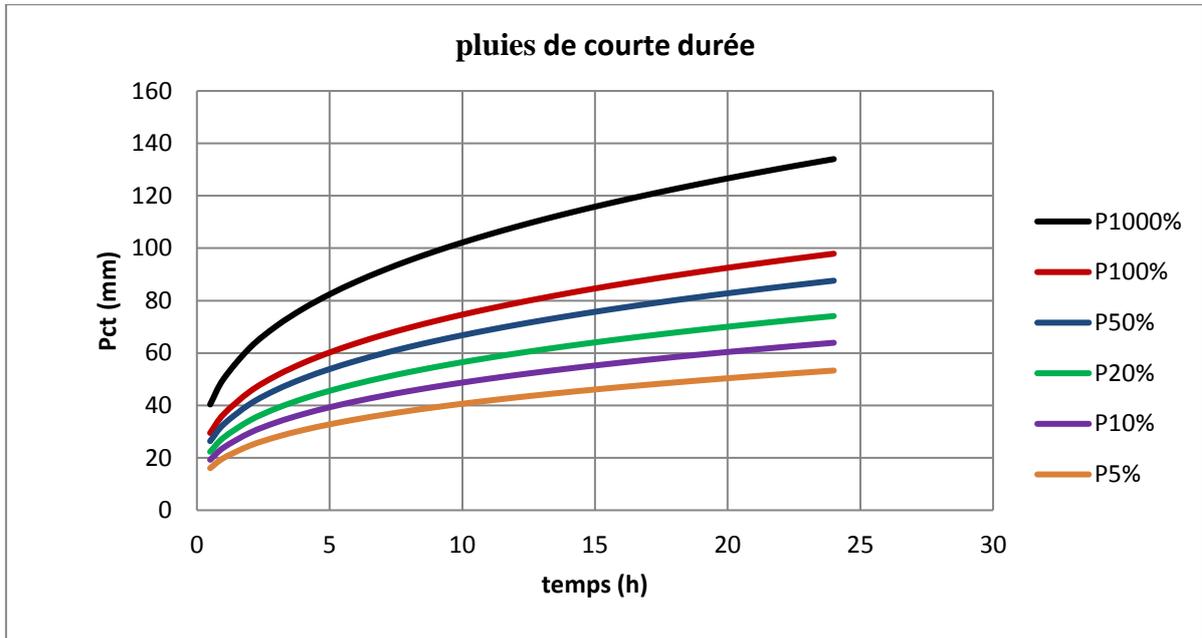


Figure III.9 : Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences

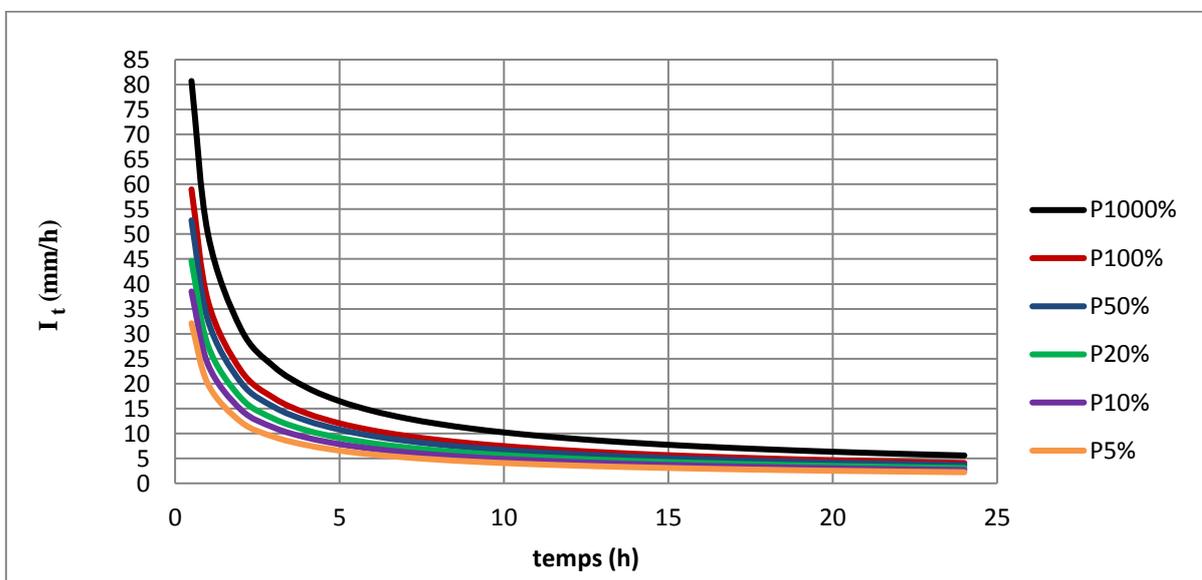


Figure III .10: Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences

### III.5 Etudes des apports

#### III.5.1 Apport liquides

##### III.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0)

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau. Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la future retenue et aux environs immédiats), l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

- **Formule de Samie**

$$A_0 = L_e \cdot S \cdot 10^{-3} \quad (\text{III. 27})$$

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III. 28})$$

Avec :

- $L_e$  : Lamé d'eau écoulée (mm)
- $\bar{P}$  : Précipitation moyenne (m)
- $S$  : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ )

- **Formule de Mallet - Gauthier**

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$L_e = 0.6P_0 \left(1 - 10^{-0.36P_0^2}\right) \quad (\text{III. 29})$$

Avec :  $P_0$  : Pluie moyenne annuelle en (m).

$L_e$  : Lamé d'eau écoulée en (m)

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

- **Formule de SOGREAH**

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$L_e = 720 \left( \frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85} \quad (\text{III. 30})$$

Avec :

- $P$  : Précipitation annuelle (m)
- $S$  : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ )

**Tableau III.23** : Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle

Formule Empirique	L'apport moyen annuel (Hm <sup>3</sup> )
F.Samie	3.55
Mallet - Gauthier	2.66
Formule de SOGREAH	4.9
Moyenne	3.7

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de **La Formule de Samie** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire : **A0 = 3.55hm3**.

### III.5.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

**Tableau III-24** : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
P <sub>mens</sub> (m)	16	35	37	98	90	62	44	33	25	7	3	4	454,00
Apport (hm <sup>3</sup> )	0,125	0,274	0,289	0,766	0,704	0,485	0,344	0,258	0,196	0,055	0,024	0,031	3,55
Apport (%)	3,524	7,7093	8,150	21,586	19,824	13,656	9,6912	7,269	5,507	1,542	0,661	0,881	100,00

### III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

#### a. Module de l'écoulement

Il est donné par :  $M_e = A_0/T$  (III. 31)

$A_0$  : Apport moyen annuel (l).

$T$  : Temps d'une année en secondes ( $T=31536000s$ )

D'où :  $M_e = 112.57$  l/s.

#### b. Module de l'écoulement relatif

Il est donné par :  $M_0 = M_e/S$  (III. 32)

$M_0$  : Module de l'écoulement (l/s).

$S$  : Surface de bassin versant (Km<sup>2</sup>).

D'où:  $M_0 = 1.87$  l/s/Km<sup>2</sup>.

**c. lame d'eau écoulée**

Il est donné par la formule suivante :

$$L_e = A_0/S \quad (\text{III.33})$$

AN :  $L_e = 59.06 \text{ mm}$

**d. Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :

$$C_e = L_e/P_0 \quad (\text{III.34})$$

AN :  $C_e = 0.13$

**Tableau III.25 :** Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristiques	Valeurs
Module de l'écoulement $M_e$ (l/s)	112.57
Module spécifique $M_0$ (l/s/km)	1.87
Lame d'eau écoulée moyenne $L_e$ (mm)	59.06
Coefficient de l'écoulement $C_e$	0.13

**III.5.3 Coefficient de variation :**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation  $C_v$ , estimé dans notre cas, à l'absence d'information hydrométrique, par des formules empiriques :

- **SOKOLOVSKY**

Elle est donné par :

$$C_v = a - 0.063 \times \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.35})$$

$$a = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(M_0) \quad (\text{III.36})$$

Avec :

- $M_0$  : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].
- $S$  : Superficie du bassin [Km<sup>2</sup>]

▪ **KRISTEKLY MENKEL**

Elle est donné par :

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} M_0^{0.27}) \tag{III.37}$$

Avec :  $M_0$  : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

**Tableau III.26:** Récapitulatif des résultats de calcul de coefficient de variante

Formule	SOKOLOVSKY	KRISTLY MENKEL	Moyenne
$Cv$	0.59	0.55	0.57

**Conclusion**

D'après les résultats du tableau si dessus on prend  $Cv = 0.59$

**III.5.4 Irrégularité des apports**

**III.5.4.1 Apports fréquentiels**

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A_{(%) } = \frac{A_0}{\sqrt{(Cv^2+1)}} \times e^{\mu \sqrt{\ln(Cv+1)}} \tag{III. 38}$$

Avec :

- A% : Apport de fréquence donnée.
- $\mu$  : Variable réduite de Gauss.
- A0: Apport moyen annuel (hm<sup>3</sup>).
- Cv: Coefficient de variation.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant

**Tableau III.27 :** Apports fréquentiels

Période de retour T (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Le variable Gauss " $\mu$ "	0.84	1.28	1.64	2.05	2.33	3.08
Apport (Mm <sup>3</sup> )	5.3094	7.3077	9.3346	12.3361	14.9234	24.8517

**III.5.4.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 %**

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc :

$$A_{80\%} = [(C_v * F_{p\%}) + 1] * A_0 \tag{III.39}$$

Et d'après le tableau de Rybkine Foster on prend  $F_{80\%} = 0.84$ .

**Tableau III.28:** Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
A Mm3	0,13	0,27	0,29	0,77	0,70	0,48	0,34	0,26	0,20	0,05	0,02	0,03	3,55
A80%	0,19	0,41	0,43	1,14	1,05	0,72	0,51	0,39	0,29	0,08	0,04	0,05	5,31

**III.5.5 Apports solides**

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued Ouakris nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

**III.5.5.1 Formule de Tixeront**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \tag{III.40}$$

Tel que :

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \tag{III.41}$$

Avec :

Q<sub>s</sub>: Débit solide en [tonne/an].

γ<sub>s</sub>: Poids spécifique des sédiments [1,7 t/m<sup>3</sup>].

T : Temps d'exploitation [T = 50 ans]

α : Caractéristique de perméabilité.

**III.5.5.2 Méthode liée a l'érosion spécifique (Fourier)**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \cdot S \cdot T}{\gamma_s} \tag{III.42}$$

$$E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \tag{III.43}$$

Avec :

E<sub>s</sub> : L'érosion spécifique (t/ Km<sup>2</sup> / ans)

T : Durée de vie du barrage (50 ans)

$\gamma_s$ : Poids spécifique de la vase humide ( $\gamma_s = 1.7/m^3$ ).

**Pm** : Pluie mensuelle du moins le plus pluvieux (**Pm= 37.83 mm**)

**Pa** : Pluie moyenne annuelle (**Pa =454 mm**)

**h** : ( Hmax - Hmin ) ( **h =261 m** )

**S** : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

**Tableau III.29:** Récapitulatif des résultats des volumes morts

Formule	Volume mort (m <sup>3</sup> )
Tixeront	265228.51
Fourier	76924.33

### Conclusion

Vue des résultats obtenus, on opte pour une valeur du volume mort égale à

$V_m = 265228.51 m^3$  pour une durée maximum de cinquante (50) ans d'exploitation de l'ouvrage

### III.6 Étude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire.

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (l'hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de Retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque D'observations.

### III.6.1 Estimation du débit maximum

#### III.6.1.1 Formule de Mallet – Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max p\%} = 2. K \times \log(1 + 20. P) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III. 44})$$

Avec :

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1-3, on prend (K=2)

P : Précipitation moyenne annuelle en m

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

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

#### III.6.1.2 Formule de Sokolovsky

Elle donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha \times S}{T_c} \times f \quad (\text{III. 45})$$

S : Superficie du bassin versant.

$P_{tc}$ : Pluies de courte durée.

$H_0$ : Perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie H= 7mm.

$T_c$  : Temps de concentration.

$\alpha$ : Coefficient de ruissellement du bassin versant.

$f$ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau III.30** : valeur de  $\alpha$  en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	10	2	1	0.5	0.1
$\alpha$	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65

$f$  : Coefficient de forme de la crue :  $f = \left[ \frac{12}{4+3\gamma} \right]$

Tel que : pour un bassin boisé avec un sol peut perméable  $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend :  $\gamma = 2$  D'où :  $f = 1.2$

**III.6.1.3 Formule de Turraza**

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{C \times I_{ct} \times S}{3.6} \tag{III. 46}$$

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I<sub>ct</sub>: Intensité des pluies pour une fréquence donnée [mm/h].

**Tableau III.31:** valeur de C en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80

▪ **Pluies de courte durée**

A partir des pluies journalières maximales on a calculé les pluies de courte durée de même fréquence à partir de la formule suivante :

$$P_{ct} = P_{j \max} \left[ \frac{T_c}{24} \right]^b \tag{III.47}$$

Où :

P<sub>ct</sub> : Pluie de courte durée de fréquence donnée (mm).

P<sub>j max</sub> : Pluie max. journalière de même fréquence (mm).

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (heure).

b : Coefficient climatique tel que b=0,31 (d’après l’ANBT).

Les résultats de calcul de pluie de courte durée sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32 :** Pluies de courte durée

periode de retour	1000	100	50	20	10	5
frequence	0,999	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8
Pmax j (mm)	134	97,9	87,6	74,1	63,9	53,3
Pct	63,70	46,54	41,64	35,23	30,38	25,34

Les résultats de calcul du débit max sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.33: Débits maximaux de crue

Formule		Mallet – Gauthier	Sokolovsky	Turraza	La moyenne
f (%)	T (ans)	$Q_{\max p\%}$ (m3/s)	$Q_{\max p\%}$ (m3/s)	$Q_{\max p\%}$ (m3/s)	$Q_{\max p\%}$ (m3/s)
10	10	106,925	136,525	140,340	127,930
5	20	125,403	167,548	177,528	156,826
2	50	146,290	208,908	227,310	194,170
1	100	160,293	242,245	273,659	225,399
0.1	1000	199,886	352,804	428,000	326,897

Sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de Sokolovsky car elle est la plus proche de la moyenne

### III.6.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que :

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

a. Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{III. 48})$$

b. Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (\text{III. 49})$$

Avec :

$t_m, t_d$ : Temps de montée et de décrue.

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

Temps de base:  $t_b = t_m + t_d$

Tel que :  $t_m = t_c = 2.18 \text{ h}$      $t_d = 2 t_m = 4.36 \text{ h}$      $t_b = t_m + t_d = 6.54 \text{ h}$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau( III-34 )et la figure (III.11).

Tableau III.34: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

**Phase de la montée**

temps ( h )	Q <sub>maxi</sub> 10% (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi</sub> 5% (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi</sub> 2% (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi</sub> 1% (m <sup>3</sup> /s)
0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	7,18	8,81	10,99	13,10
1	28,73	35,26	43,96	52,41
1,5	64,64	79,32	98,91	117,91
2	114,91	141,02	175,83	209,62
2,18	136,53	167,55	208,91	242,25

**Phase de la décrue**

temps ( h )	Q <sub>maxi</sub> 10% (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi</sub> 5% (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi</sub> 2% (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>maxi</sub> 1% (m <sup>3</sup> /s)
0	136,53	167,55	208,91	242,25
0,5	94,74	116,26	144,96	168,10
1	62,48	76,68	95,61	110,87
1,5	38,53	47,29	58,96	68,37
2	21,65	26,57	33,13	38,42
2,5	10,60	13,01	16,22	18,81
3	4,14	5,09	6,34	7,35
3,5	1,05	1,29	1,60	1,86
4	0,08	0,09	0,12	0,14
4,36	0,00	0,00	0,00	0,00

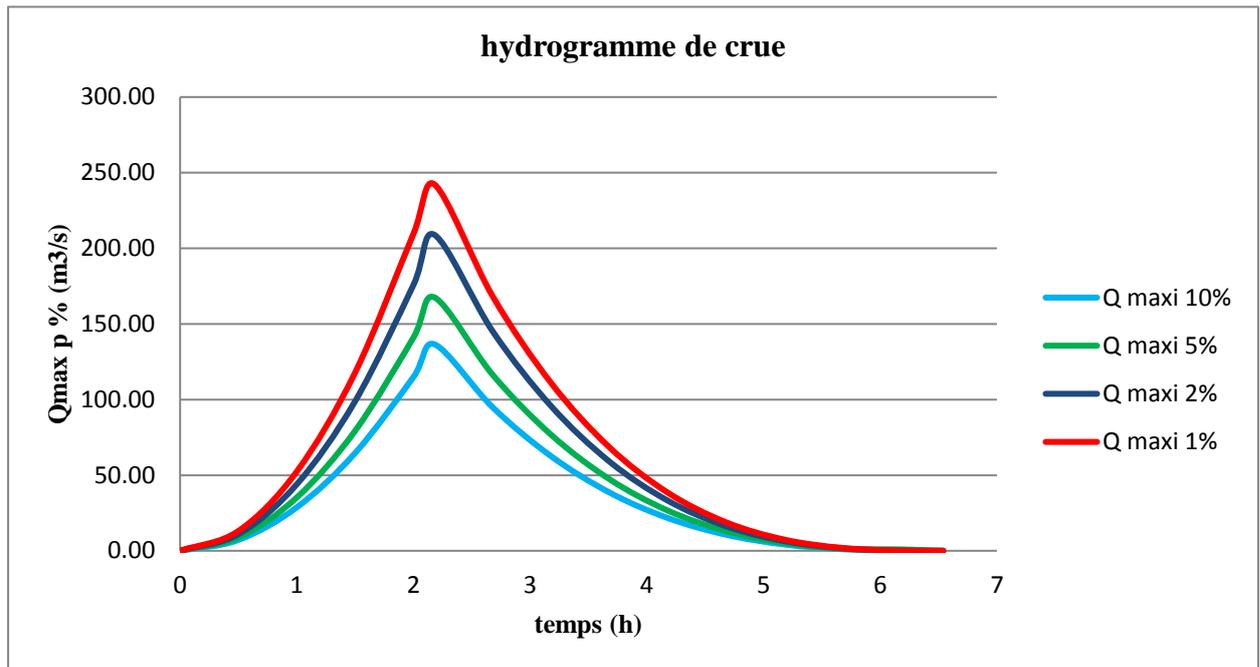


Figure III.11 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour avec la méthode empirique

### III.6.3 Choix de la crue de projet et de la crue de chantier

#### III.6.3.1 Choix de la crue de projet

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

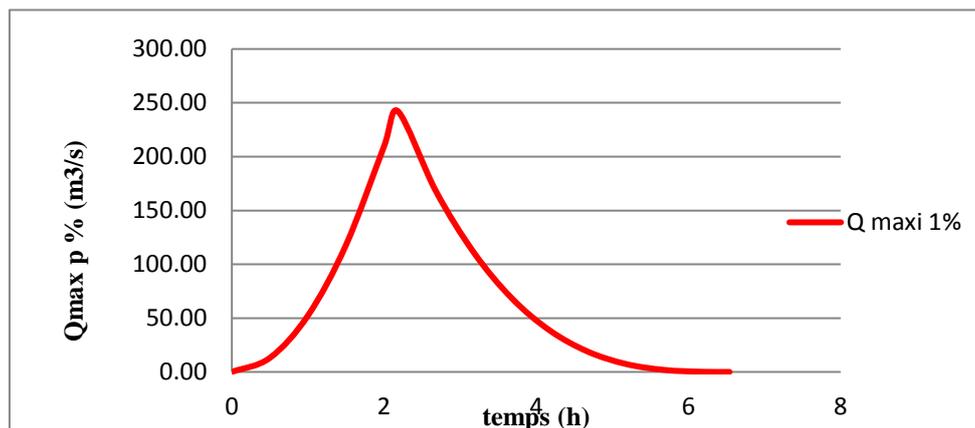


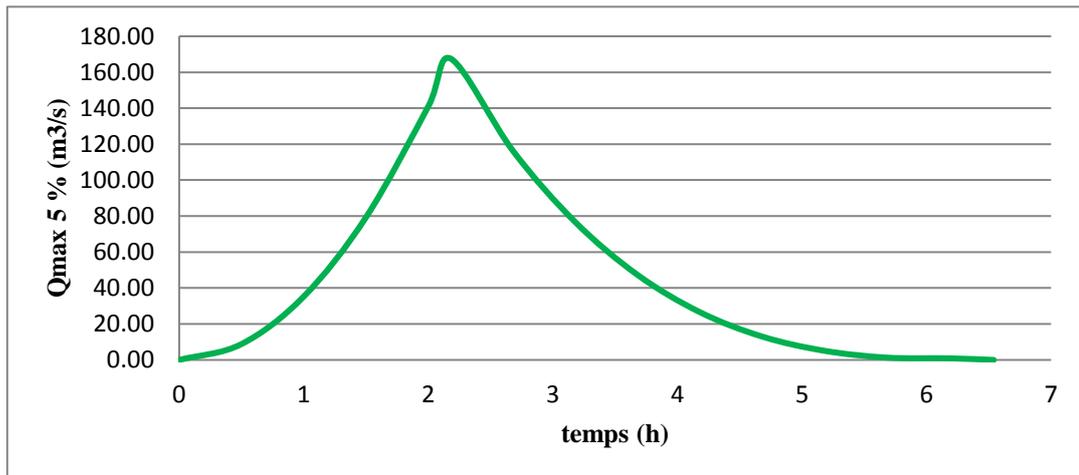
Figure III.12 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

### III.6.3.2 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.



**Figure III.13:** Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans

### III.6.4 Calcul du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{t_b \cdot Q_{max,0.1\%}}{2} \quad (\text{III. 50})$$

Avec :

Qmax,1% : Débit probable pour une période de retour de 100 ans

tb : Temps de base (6.54 heure)

$$\text{D'où : } V_{crue} = 5.7 \text{ Mm}^3$$

### III.7 Etude de régularisation

#### III.7.1 Objectifs et méthodologie

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité de la retenue collinaire sur l'Oued Ouarkis de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm3).
- La consommation totale (Mm3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

#### III.7.2 Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation est donnée au tableau suivant :

**Tableau III.35 :** Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Totale
U AEP ( Mm <sup>3</sup> )	0,38	0,37	0,38	0,37	0,37	0,39	0,37	0,38	0,37	0,38	0,37	0,37	0,38
U irrigation ( Mm <sup>3</sup> )	9,04	6,51	3,53	2,53	2,53	2,26	5,06	6,69	11,30	12,57	14,92	13,47	9,04

#### III.7.3 Répartition mensuelle de l'apport A80%

La répartition mensuelle de l'apport A80% est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau III.36 :** Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Totale
A Mm3	0,13	0,27	0,29	0,77	0,70	0,48	0,34	0,26	0,20	0,05	0,02	0,03	3,55
A80%	0,19	0,41	0,43	1,15	1,05	0,72	0,51	0,39	0,29	0,08	0,04	0,05	,31

#### III.7.4 Courbes « Hauteurs - Capacités - Surface »

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

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

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \quad (III.51)$$

Avec : 
$$\Delta V_i = \left( \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \Delta H_i \tag{III.52}$$

Tel que : 
$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H_1 \tag{III.53}$$

$S_i$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$  en  $m^2$ .

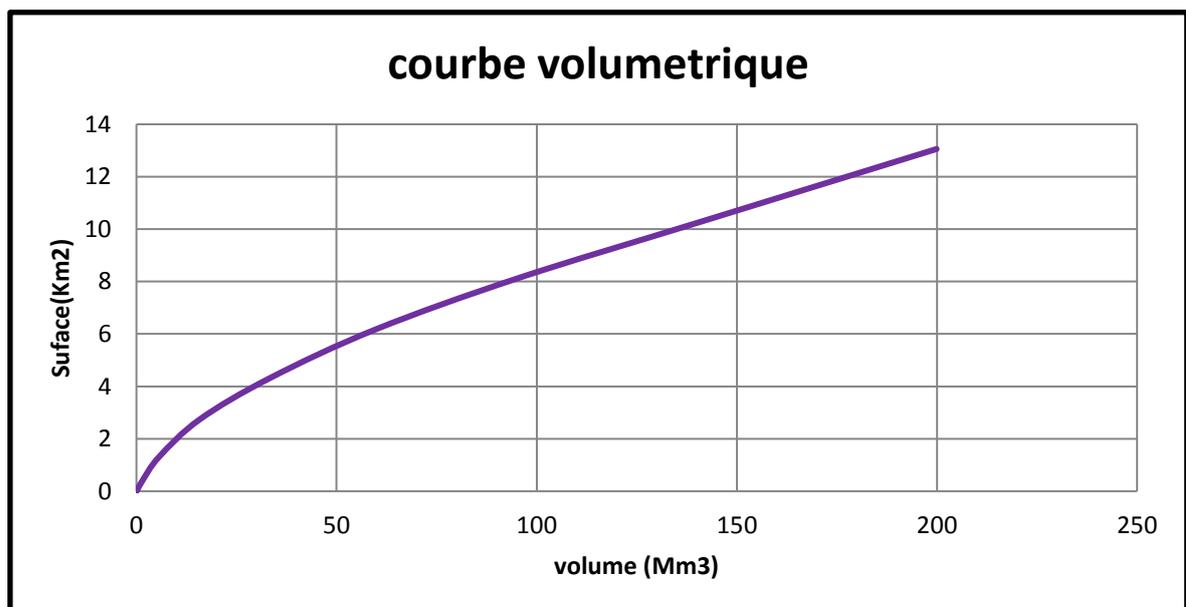
$S_{i+1}$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  en  $m^2$ .

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives en m

$\Delta V_1$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en  $m^3$ .

**Tableau III.37** : Courbes topographiques et volumétrique

No	COTE	HAUTEUR	SURFACE	SURFACE Mo	CAPACITE	CAPACITE T
	M	m	Km2	Km2	Mm <sup>3</sup>	Mm3
1	917	0	0	0	0	0
2	925	8	0,0707734	0,0353867	0,2830936	0,2830936
3	930	5	0,38396981	0,227371605	1,13685803	1,419951625
4	935	5	1,31201503	0,84799242	4,2399621	5,659913725
5	940	5	2,73638471	2,02419987	10,1209994	15,78091308
6	945	5	4,32410267	3,53024369	17,6512185	33,43213153
7	950	5	6,16825305	5,24617786	26,2308893	59,66302083
8	955	5	8,13195524	7,150104145	35,7505207	95,41354155
9	960	5	10,30555881	9,218757025	46,0937851	141,5073267
10	965	5	13,05676621	11,68116251	58,4058126	199,9131392



**Figure III.14** : courbe volumétrique ( $S=f(V)$ )

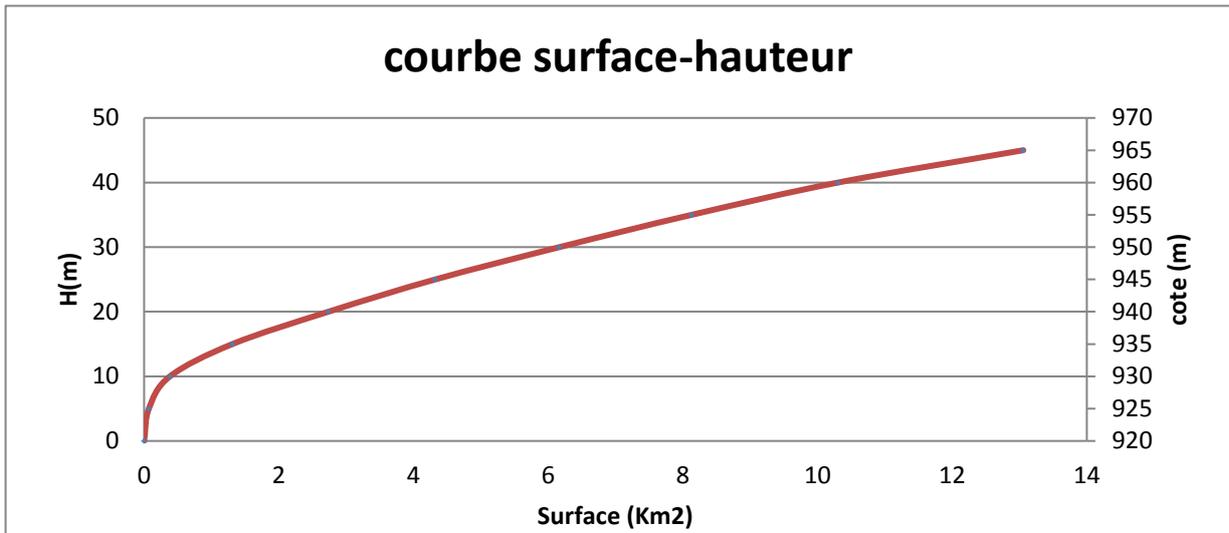


Figure III.15 : Courbe Surface –Hauteur

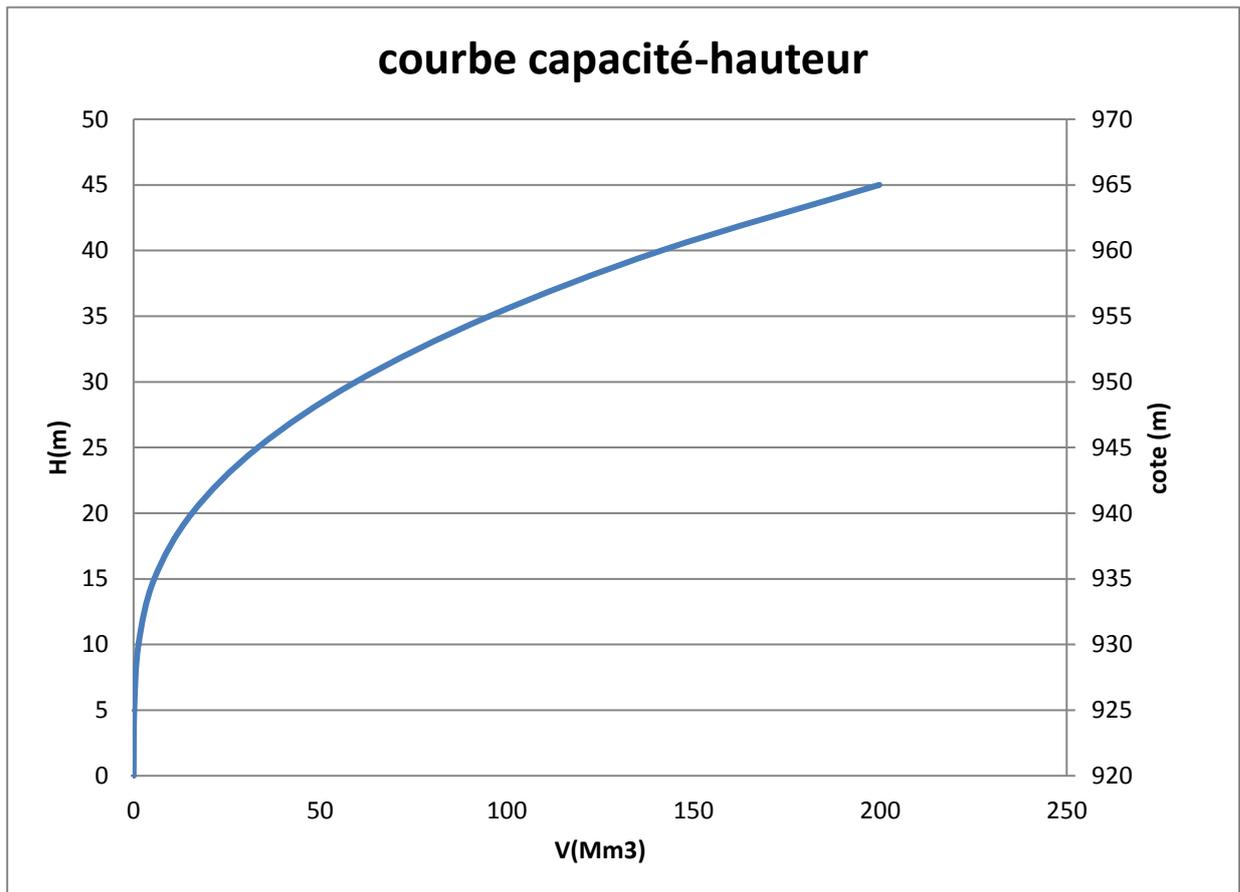


Figure III.16 : Courbe Capacité-Hauteur

**III.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel  $A_{80\%}$
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

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

.Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \tag{III. 54}$$

Avec :

- $V_{rf}$  : Volume de remplissage final.
- $V_{ri}$  : Volume de remplissage initial.
- S : Volume excédentaire à évacuer.

**Remarque :** Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une Régularisation saisonnière.

**III.7.5.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité**

**Tableau III-38 :** Résultats de calcul

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
A 80%	8,312	8,335	9,067	8,955	8,628	8,417	8,288	7,938	8,195	7,938	7,949	8,089
U 80%	6,884	3,901	2,906	2,906	2,646	5,437	7,065	11,675	12,941	15,291	13,844	9,416
A-U	1,428	4,434	6,160	6,049	5,981	2,980	1,223	-3,737	-4,747	-7,353	-5,895	-1,326
somme	28,256							-23,059				

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Octobre jusqu' au mois d'Avril.

**III.7.5.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales 'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

- **1ère consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues,

jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **2ème Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.39** : Résultats de calcul de la régularisation saisonnière

mois	A80%	U 80ù	A-U		1 ère consigne			2 ème consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
					0,2652	0,2652				
o	8,3118	6,8838	1,4280	28,2555	1,6932	1,6932		-1,1628	0,2652	1,4280
n	8,3352	3,9014	4,4338		6,1270	6,1270		-3.5034	0,2652	3.7686
d	9,0666	2,9062	6,1604		12,2874	12,2874		0.9303	0,9303	
j	8,9550	2,9062	6,0488		18,3362	18,3362		7,0908	7.0908	
f	8,6276	2,6459	5,9817		24,3180	23,3240	0,9940	13,1396	13,1396	
m	8,4171	5,4374	2,9797		26,3037	23,3240	2,9797	19,1213	19,1213	
a	8,2884	7,0654	1,2230		24,5470	23,3240	1,2230	22,1010	22,1010	
m	7,9376	11,6750	-3,7374	23,0588	19,5866	19,5866		23,3240	23,3240	
j	8,1949	12,9414	-4,7465		14,8401	14,8401		19,5866	19,5866	
j	7,9376	15,2910	-7,3534		7,4867	7,4867		14,8401	14,8401	
o	7,9493	13,8446	-5,8953		1,5914	1,5914		7,4867	7,4867	
s	8,0896	9,4158	-1,3262		0,2652	0,2652		1,5914	1,5914	
							5,1966	0,2652	0,2652	5,1966

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 28.2555 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 23.0588 \text{ Mm}^3$

On a  $V_s > V_d$  D'où :  $V_u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors  $V_u = V_d = 23.0588 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

Avec :  $V_m = 0.2652 \text{ Mm}^3$

D'où :

$$VNNR = V_m + V_U = 23.0588 + 0.2652 = 23.324 \text{ Mm}^3$$

$$VNNR = 23.324 \text{ Mm}^3 \quad NNR = 942 \text{ m NGA}$$

### III.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

➤ **Pertes par évaporation:**

$$\text{On a:} \quad V_{ep} = E_s \times S_{moy} \quad (\text{III. 1})$$

$V_{ep}$ : Volume perdu à cause de l'évaporation.

$E_s$ : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$ : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{moy}$ ).

$V_{moy}$  : Volume moyen tel que :

$$V_{moy} = \left( \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right) \quad (\text{III.56})$$

$V_{rf,i}$  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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (\text{III. 57})$$

$V_{inf}$ : Volume perdu à cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

$V_{moy}$  : Volume moyen

**Tableau III.40:** Valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0.5 à 1.0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1.5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

On opté pour  $\delta = 0.5$  pour le calcul de volume d'infiltration

Tableau III.41: Calcul des pertes

mois	Vri	Vmoy(Mm3)	Smoy (Km2)	E s(m)	Vevap (Mm3)	Vinf (Mm3)	Π total (Mm3)
o	0,2652	0,9792	0,5999	0,0272	0,0163	0,0039	0,0202
	1,6932						
n	6,1270	3,9101	0,9017	0,0168	0,0151	0,0156	0,0308
d	12,2874	9,2072	1,4473	0,0090	0,0130	0,0368	0,0499
j	18,3362	15,3118	2,0761	0,0056	0,0116	0,0612	0,0729
f	23,3240	20,8301	2,6445	0,0068	0,0180	0,0833	0,1013
m	23,3240	23,3240	2,9014	0,0084	0,0244	0,0933	0,1177
a	23,3240	23,3240	2,9014	0,0160	0,0464	0,0933	0,1397
m	19,5866	21,4553	2,7089	0,0228	0,0618	0,0858	0,1476
j	14,8401	17,2134	2,2720	0,0263	0,0597	0,0689	0,1286
j	7,4867	11,1634	1,6488	0,0331	0,0546	0,0447	0,0993
a	1,5914	4,5391	0,9665	0,0392	0,0379	0,0182	0,0561
s	0,2652	0,9283	0,5946	0,0351	0,0209	0,0037	0,0246

Tableau III.42: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes

Mois	Π	W-U	W-U-Π	1 ERE CONSIGNE			2 eme CONSIGNE		
	(Mm3)	Mm3	(Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S (Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S (Mm3)
Oct	0,0202	1,4280	1,4078	0,2652	1,6730		0.2652	0,2652	1,4078
				1,6730			-1,1426		
Nov	0,0308	4,4338	4,4030	6,0760	6,0760		-2.8003	0.2652	3.0655
Dec	0,0499	6,1604	6,1106	12,1865	12,1865		1.6026	1.6026	
Jan	0,0729	6,0488	5,9760	18,1625	18,1625		7,7132	7.7132	
Fev	0,1013	5,9817	5,8804	24,0429	23,5149	0.5280	13,6892	13,6892	
Mar	0,1177	2,9797	2,8621	26,9050	23,5149	3,3901	19,5696	19,5696	
Avr	0,1397	1,2230	1,0832	24,5981	23,5149	1,0832	22,4316	22,4316	
Mai	0,1476	3,7374	-3,8850	19,6299	19,6299		23,5149	23,5149	
Jui	0,1286	4,7465	-4,8751	14,7548	14,7548		19,6299	19,6299	
Juil	0,0993	7,3534	-7,4526	7,3022	7,3022		14,7548	14,7548	
Aou	0,0561	5,8953	-5,9514	1,3508	1,3508		7,3022	7,3022	
Sep	0,0246	1,3262	-1,3508	0,2652	0.2652		1,3508	1,3508	
S=						4,4733	4,4733		

Du tableau précédent, on a

- $V_s = 27.7230 \text{ Mm}^3$
- $V_d = 23.5149 \text{ Mm}^3$

On a  $V_s > V_d$  D'où :  $V'u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors  $V'u = V_d$  d'où  $V'u = 23.5149 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :  $VNNR = V'u + V_m$  Avec :  $V_m = 0.2652 \text{ Mm}^3$

D'où :

**$V'NNR = 23.7801 \text{ Mm}^3$   $NNR = 943 \text{ m NGA}$**

➤ Estimation de l'erreur

Il faut vérifier la condition suivante  $1\% < \varepsilon < 2\%$  Si ce pas vérifié il faut faire des itérations

Tel que : 
$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad (III.58)$$

AN : 
$$\varepsilon = \frac{23.5149 - 23.0588}{23.5149} \cdot 100 = 1.93\%$$

Donc la condition est vérifiée.

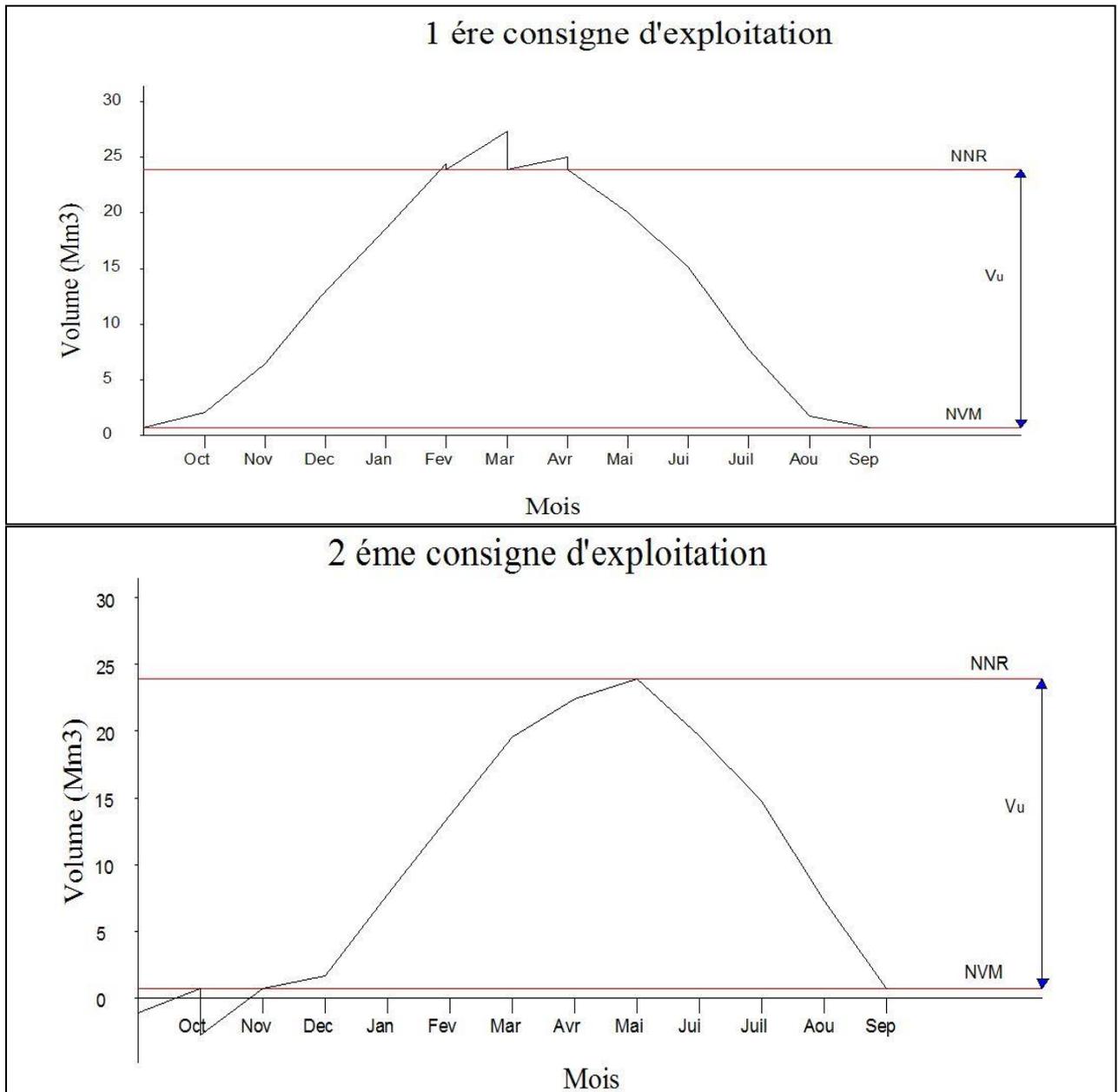


Figure III.17 : Graphiques d'exploitation

### III.8 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III. 59})$$

Avec :

Q : Débit entrant de la crue.

q : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : Surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant  $t$  est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt \quad (\text{III. 60})$$

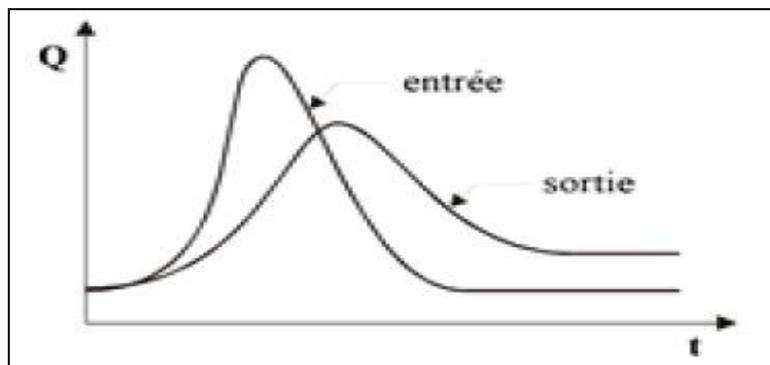
Ou :

$dh/dt$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

#### III.8.1 Principe de la méthode de solution

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



Pour traduire le bilan d'eau, en utilise l'équation suivante :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.61})$$

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique donnée par la formule suivante :

$$2 \frac{S}{\Delta t} + O = f(O) \quad (\text{III.62})$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir.

Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

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

$h_1$	$S_1$	$O_1$	$2S_1 / \Delta t + O_1$
$h_2$	$S_2$	$O_2$	$2S_2 / \Delta t + O_2$
$h_3$	$S_3$	$O_3$	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...	...	...	...
$h_n S_n O_n$			$2S_n / \Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

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

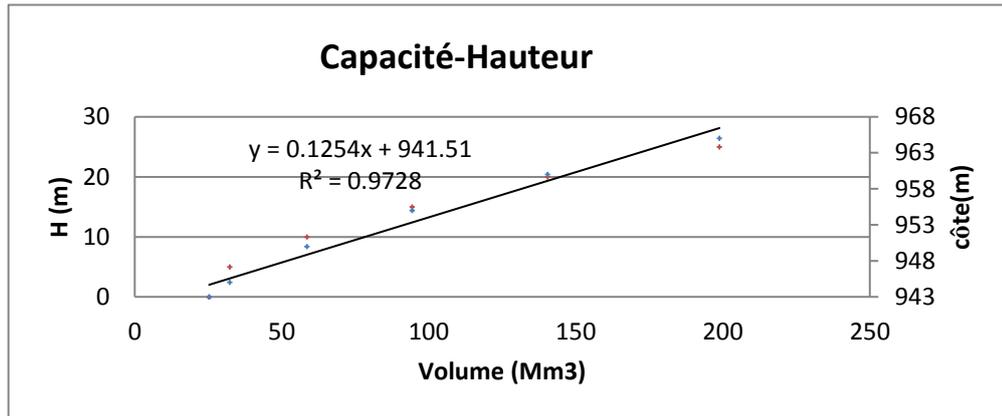
### III.8.2 Application de la méthode de Musingum pour une largeur de déversoir $b=6m$

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.63})$$

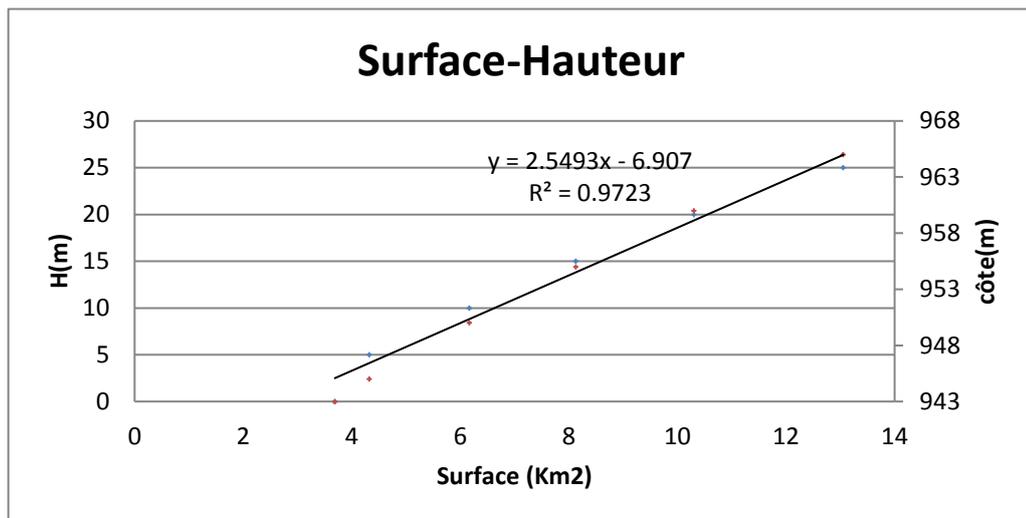
Pour  $b=6m$  et  $m = 0.49$  :  $Q = 13.02 H^{3/2}$

La courbe capacité – hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.17)



**Figure III.18** Modélisation de la courbe capacité- hauteur.

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.18)



**Figure III.19** Modélisation de la courbe surface-hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.19)

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage  $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$  :

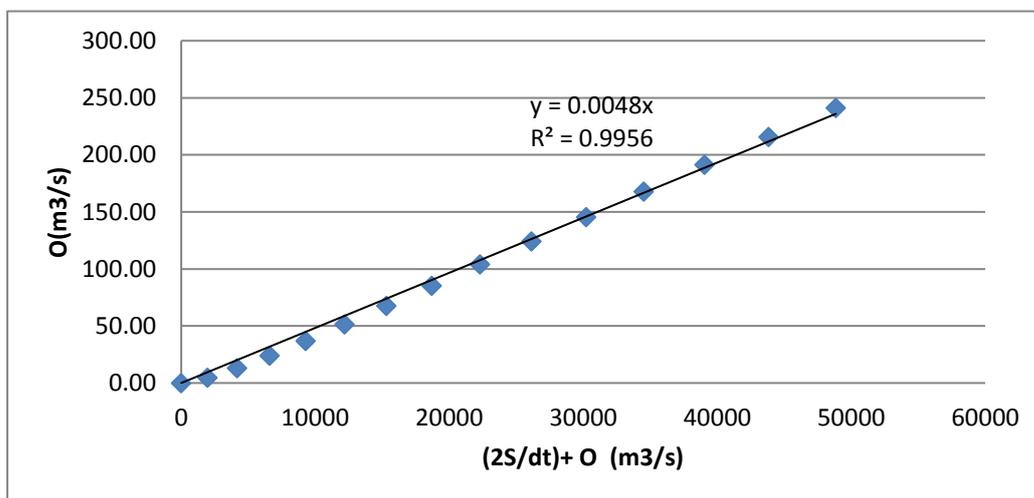
Initialement le débit de sortie  $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$  et la hauteur  $H = 0 \text{ m}$ , le volume stocké  $V_s = 0 \text{ m}^3$ .

La valeur maximal de débit d'entrée  $Q_e = 242.25 \text{ m}^3/\text{s}$  nous donne la plage à couvrir avec le variable H :  $242.25 = 13.02H^{3/2}$ , soit  $H_{\text{max}} = 7.02\text{m}$ .

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau (III.43)

**Tableau III.43 :** Calcul de la courbe caractéristique du barrage

H(m)	cote	A(km <sup>2</sup> )	O (m <sup>3</sup> /s)	S(m <sup>3</sup> )	(2S/dt)+ O
0	943	3,32	0,00	0	0
0,5	943,5	3,53	4,60	1763250	1963,77
1	944	3,74	13,02	3736000	4164,13
1,5	944,5	3,95	23,92	5918250	6599,76
2	945	4,15	36,83	8310000	9270,17
2,5	945,5	4,36	51,48	10911250	12175,09
3	946	4,57	67,67	13722000	15314,33
3,5	946,5	4,78	85,27	16742250	18687,77
4	947	4,99	104,18	19972000	22295,29
4,5	947,5	5,20	124,31	23411250	26136,81
5	948	5,41	145,60	27060000	30212,26
5,5	948,5	5,62	167,97	30918250	34521,58
6	949	5,83	191,39	34986000	39064,73
6,5	949,5	6,04	215,81	39263250	43841,64
7	950	6,25	241,18	43750000	48852,29



**Figure III.20** Courbe caractéristique du barrage

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

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

On détermine l'hydrogramme laminée (tableau III.44).

**Tableau III.44 :** Calcul de l'hydrogramme laminé

t	I	$I_1 + I_2$	$(2S/\Delta t) + O$	$(2 \frac{S_1}{\Delta t} + O) - 2O$	O
0	0	12,74	0,00	0,00	0,00
0,5	12,74	63,71	12,74	12,61	0,06
1	50,97	165,66	76,32	75,56	0,38
1,5	114,69	318,58	241,22	238,81	1,21
2	203,89	446,14	557,39	551,81	2,79
2,18	242,25	410,35	997,95	987,97	4,99
2,68	168,1	278,97	1398,32	1384,34	6,99
3,18	110,87	179,24	1663,31	1646,68	8,32
3,68	68,37	106,79	1825,92	1807,66	9,13
4,18	38,42	57,23	1914,45	1895,30	9,57
4,68	18,81	26,16	1952,53	1933,01	9,76
5,18	7,35	9,21	1959,17	1939,58	9,80
5,68	1,86	2	1948,79	1929,30	9,74
6,18	0,14	0,28	1931,30	1911,99	9,66
6,54	0,14	0,14	1912,27	1893,14	9,56
7,04	0	0	1893,28	1874,35	9,47
7,54	0	0	1874,35	1855,61	9,37
8,04	0	0	1855,61	1837,05	9,28
8,54	0	0	1837,05	1818,68	9,19
9,04	0	0	1818,68	1800,49	9,09
9,54	0	0	1800,49	1782,49	9,00

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans le tableau (III .45).

Tableau III.45: Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie											
			Hd= 0,82m	Hd= 0,77m	Hd= 0,73m	Hd= 0,66m	Hd= 0,65m	Hd= 0,64m	Hd= 0,63m	Hd= 0,56m	Hd= 0,53m	Hd= 0,52m	Hd= 0,49m	Hd= 0,47m
Temps (h)	Q	Q1+Q2	b=6m	b=8m	b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=40m	b=50m	b=60m	b=70m	b=80m
0	0	12,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	12,74	63,71	0,06	0,08	0,09	0,13	0,15	0,20	0,24	0,27	0,32	0,38	0,42	0,47
1	50,97	165,66	0,38	0,46	0,53	0,76	0,91	1,22	1,44	1,59	1,90	2,27	2,50	2,79
1,5	114,69	318,58	1,21	1,45	1,69	2,40	2,88	3,83	4,54	5,01	5,94	7,10	7,80	8,72
2	203,89	446,14	2,79	3,34	3,89	5,54	6,63	8,80	10,42	11,49	13,61	16,24	17,80	19,86
2,18	242,25	410,35	4,99	5,98	6,96	9,89	11,83	15,66	18,50	20,37	24,08	28,65	31,34	34,90
2,68	168,1	278,97	6,99	8,37	9,74	13,80	16,47	21,72	25,59	28,13	33,14	39,24	42,82	47,50
3,18	110,87	179,24	8,32	9,94	11,55	16,31	19,42	25,49	29,92	32,81	38,45	45,25	49,20	54,30
3,68	68,37	106,79	9,13	10,90	12,65	17,78	21,11	27,54	32,19	35,20	41,01	47,91	51,86	56,92
4,18	38,42	57,23	9,57	11,41	13,22	18,49	21,88	28,37	32,99	35,96	41,63	48,24	51,97	56,66
4,68	18,81	26,16	9,76	11,61	13,43	18,69	22,04	28,38	32,83	35,65	40,98	47,07	50,42	54,58
5,18	7,35	9,21	9,80	11,63	13,43	18,58	21,83	27,89	32,08	34,70	39,59	45,03	47,96	51,51
5,68	1,86	2	9,74	11,55	13,30	18,30	21,41	27,14	31,03	33,44	37,84	42,60	45,10	48,04
6,18	0,14	0,28	9,66	11,42	13,13	17,95	20,92	26,31	29,89	32,08	36,00	40,10	42,19	44,56
6,54	0,14	0,14	9,56	11,28	12,95	17,60	20,42	25,47	28,76	30,74	34,20	37,71	39,41	41,27
7,04	0	0	9,47	11,15	12,77	17,25	19,94	24,66	27,67	29,45	32,50	35,45	36,82	38,22
7,54	0	0	9,37	11,02	12,59	16,90	19,46	23,87	26,62	28,21	30,87	33,32	34,39	35,39
8,04	0	0	9,28	10,88	12,41	16,56	18,99	23,11	25,61	27,03	29,33	31,32	32,12	32,78
8,54	0	0	9,19	10,75	12,24	16,23	18,54	22,37	24,63	25,89	27,86	29,44	30,00	30,35
9,04	0	0	9,09	10,62	12,07	15,91	18,09	21,65	23,70	24,80	26,47	27,68	28,02	28,10
9,54	0	0	9,00	10,50	11,90	15,59	17,66	20,96	22,80	23,76	25,14	26,02	26,17	26,02

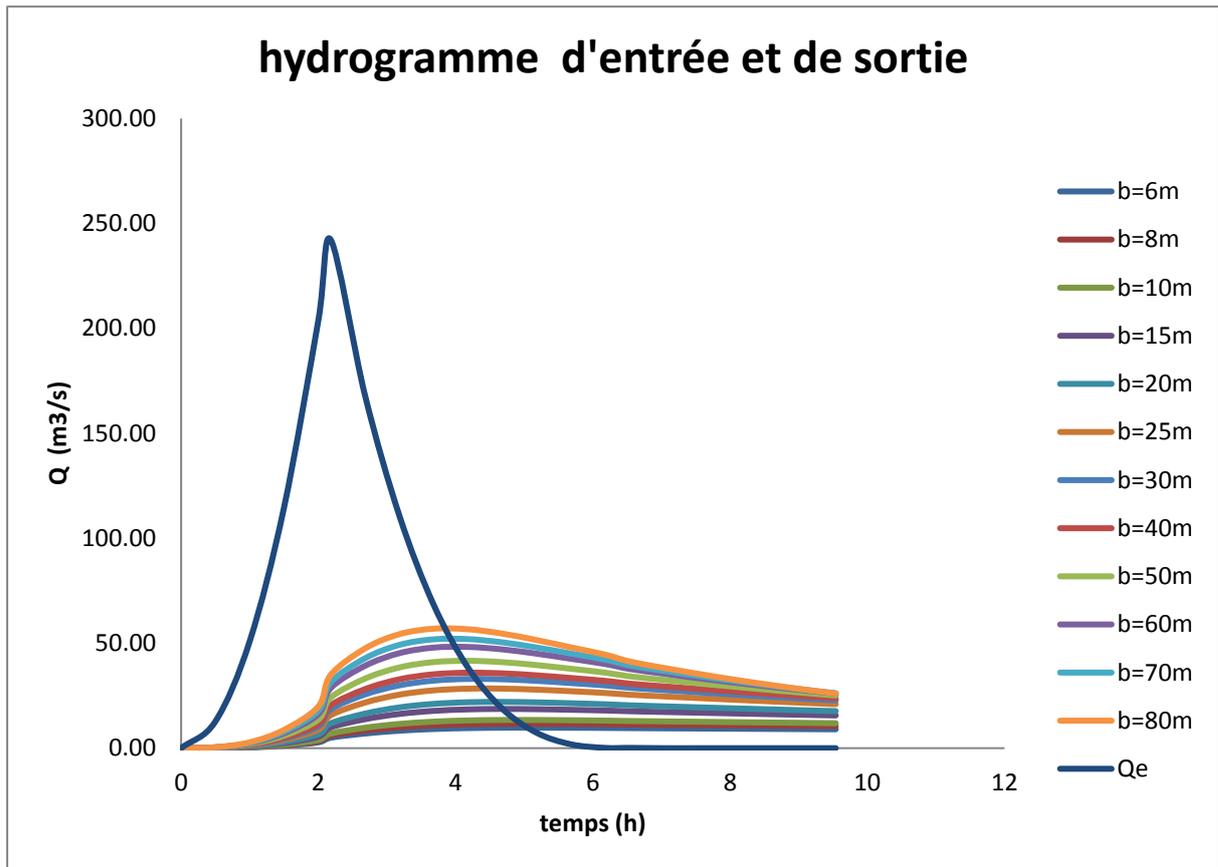


Figure III.21 Hydrogrammes d'entrée et de sorties

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.46 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b(m)	Ha(m)	NPSHE(m)	q(m³/s)	Vforcé(Mm³)
6	0,82	943,82	9,8	7,5506
8	0,77	943,77	11,63	7,5502
10	0,73	943,73	13,43	7,5498
15	0,66	943,66	18,69	7,5493
20	0,65	943,65	22,04	7,5492
25	0,64	943,64	28,38	7,5491
30	0,63	943,63	32,99	7,5490
40	0,56	943,56	35,96	7,5485
50	0,53	943,53	41,63	7,5482
60	0,52	943,52	48,24	7,5482
70	0,49	943,49	51,97	7,5479
80	0,47	943,47	56,92	7,5478

### III.9 Étude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs des déversoirs correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

#### III.9.1 Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues  $H_v$ , de la vitesse du vent  $U$  et de la vitesse de propagation des vagues  $V$  dans la retenue. Elle est donnée par la Formule de Davis (reprise par Post et Lond):

$$R = 0.75 \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.64})$$

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

$V$  :Vitesse des vagues (m/s).

$$V = 1.5 + 2 H_v \quad (\text{III.65})$$

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson Gaillard :

$$H_v = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.66})$$

Avec :  $F$  : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch ( $F=9.5$  km)

b) Formule de Mallet-paquant :

$$\text{Avec } H_v = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.67})$$

c) Formule Simplifiée :

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.68})$$

**Tableau III.47** : Récapitulatif des résultats

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
F.Stevenson Gaillard	1.34	4.18	1.9
F. de Mallet-paquant	1.52	4.52	2.18
F. Simplifiée	-	-	1.92
La moyenne	-	-	2

Dans notre cas on opte une valeur de **R=1.9 m**

### III.9.2 Tassement

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

- $T = 0.015 H_b$
- $T = 0.001 H_b^{3/2}$  Avec:

T : Tassement de la crête du barrage

$H_b$  : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.4 m.

### III.9.3 Largeur en crête

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

#### 1) Formule de KNAPPENT

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b} \quad (\text{III.69})$$

#### 2) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (\text{III.70})$$

#### 3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{III.71})$$

#### 4) Formule pratique (pratique)

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (\text{III.72})$$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \quad (\text{III.73})$$

Avec :  $\text{NNR}=943 \text{ m}$  ;  $C_f=920$  ;  $R=1.9\text{m}$  ;  $t=0.4\text{m}$

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.48:** Largeur en crête

<b>b</b>	<b>H<sub>d</sub></b>	<b>H<sub>b</sub></b>	<b>Largeur en crête du barrage b<sub>cr</sub>(m)</b>				
			<b>F. KNAPEN</b>	<b>F. PREENCE</b>	<b>F.Simplifiée</b>	<b>F. pratique</b>	<b>La moyenne</b>
6	0,82	26,12	8,432775344	6,621850229	7,681368339	8,517954893	7,8134872
8	0,77	26,07	8,424700291	6,616466861	7,674548411	8,509798274	7,80637846
10	0,73	26,03	8,418234672	6,612156448	7,669086187	8,503267346	7,80068616
15	0,66	25,96	8,406907874	6,604605249	7,659513816	8,491826135	7,79071327
20	0,65	25,95	8,405288514	6,603525676	7,65814493	8,490190418	7,78928738
25	0,64	25,94	8,403668842	6,602445894	7,656775692	8,488554385	7,7878612
30	0,63	25,93	8,402048857	6,601365905	7,655406103	8,486918038	7,78643473
40	0,56	25,86	8,390700209	6,593800139	7,645809103	8,475454757	7,77644105
50	0,53	25,83	8,385831801	6,590554534	7,641690801	8,470537173	7,77215358
60	0,52	25,82	8,384208371	6,589472247	7,640317325	8,468897344	7,77072382
70	0,49	25,79	8,379336191	6,586224127	7,636194769	8,46397595	7,76643276
80	0,47	25,77	8,376086497	6,584057664	7,633444621	8,460693431	7,76357055

On opte pour une largeur de crête égale à : **b<sub>cr</sub> = 8 m**

### III.9.5 Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \tag{III.74}$$

Avec :  $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L_i \tag{III.75}$

V<sub>i</sub> : Volume du barrage à la cote i.

L<sub>i</sub> : Distance entre deux coupes voisines.

S<sub>i</sub> : Section transversale correspondante à la coupe i

$$S_i = \left(\frac{b + B_i}{2}\right) H_i \tag{III. 76}$$

Bi : Largeur de base  $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \tag{III.77}$

m1 ,m2 : Fruits des talus .(m1=m2=3)

b : Largeur en crête (m).

H<sub>i</sub> : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t] \tag{III.78}$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

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

**Tableau III.49:** Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs du déversoir

digue	b (m)	h <sub>d</sub> (m)	V <sub>totale</sub> (m <sup>3</sup> )	Coûts (DA)
1	6	0,82	356882,95	321194650,7
2	8	0,77	349026,42	314123773,5
3	10	0,73	345915,30	311323773,8
4	15	0,66	343856,73	309471058,4
5	20	0,65	342807,61	308526850,4
6	25	0,64	306149,11	275534196,8
7	30	0,63	341778,22	307600399,1
8	40	0,56	337784,07	304005661,7
9	50	0,53	333034,29	299730864,4
10	60	0,52	335746,73	302172052,5
11	70	0,49	334172,75	300755475
12	80	0,47	333160,74	299844665,3

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on a pris respectivement 2.5 et 2.5. Le prix du mètre cube de remblai est estimé 900 DA.

### III.9.6 Calcul du coût approximatif du déversoir de l'évacuateur de crues :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left( \frac{Y}{H} \right)^{1.80} \quad \text{(III.79)}$$

Avec :

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S * L \quad \text{(III.80)}$$

Avec :

- **S** : Section transversale (m<sup>2</sup>).
- **L** : Largeur du déversoir (m).

Selon l'ANBT, en 2014 le mètre cube du béton vaut **35000 DA**

**Tableau III.50:** Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Largeur du déversoir (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m <sup>2</sup> )	Volume de remblai du déversoir (m <sup>3</sup> )	Coûts (10 <sup>3</sup> .DA)
6	0,82	6,2	37,2	1302
8	0,77	5,6	44,8	1568
10	0,73	5,4	54	1890
15	0,66	5,2	78	2730
20	0,65	5,1	102	3570
25	0,64	5	125	4375
30	0,63	4,9	147	5145
40	0,56	3,5	140	4900
50	0,53	3	150	5250
60	0,52	2,8	168	5880
70	0,49	2,6	182	6370
80	0,47	2,4	192	6720

Tableau III.51 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs du déversoir

Largeur du déversoir (m)	Coût de la digue (DA)	Coût du déversoir (10 <sup>3</sup> DA)	Coût totale (DA)
6	321194650,7	1302	322496651
8	314123773,5	1568	315691774
10	311323773,8	1890	313213774
15	309471058,4	2730	312201058
20	308526850,4	3570	312096850
25	275534196,8	4375	279909197
30	307600399,1	5145	312745399
40	304005661,7	4900	308905662
50	299730864,4	5250	304980864
60	302172052,5	5880	308052053
70	300755475	6370	307125475
80	299844665,3	6720000	306564665

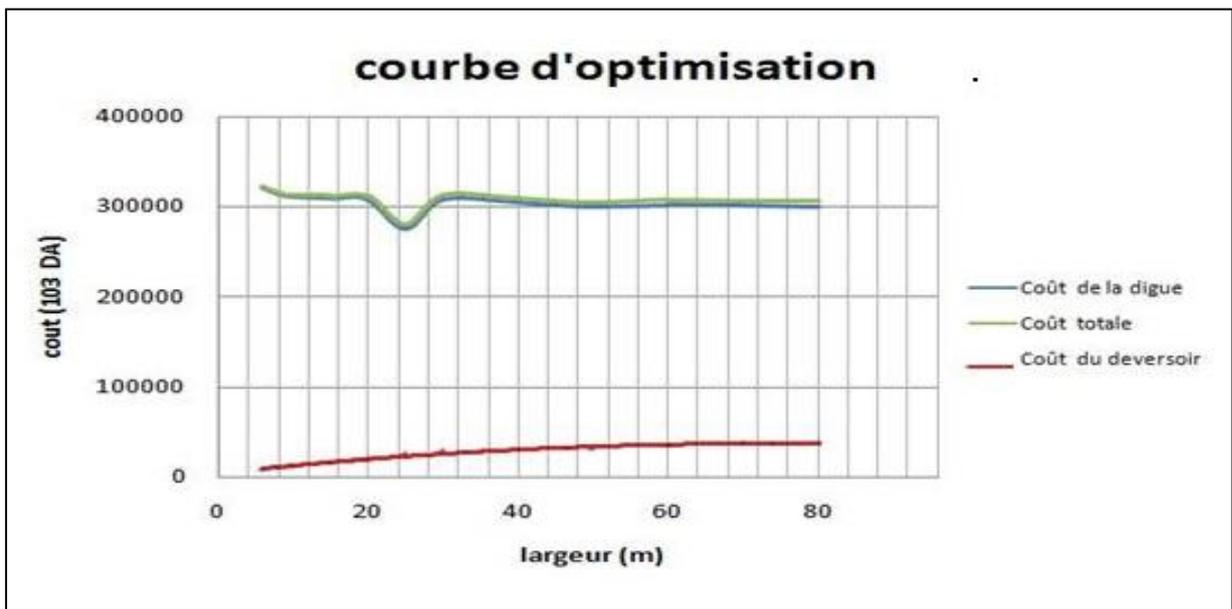


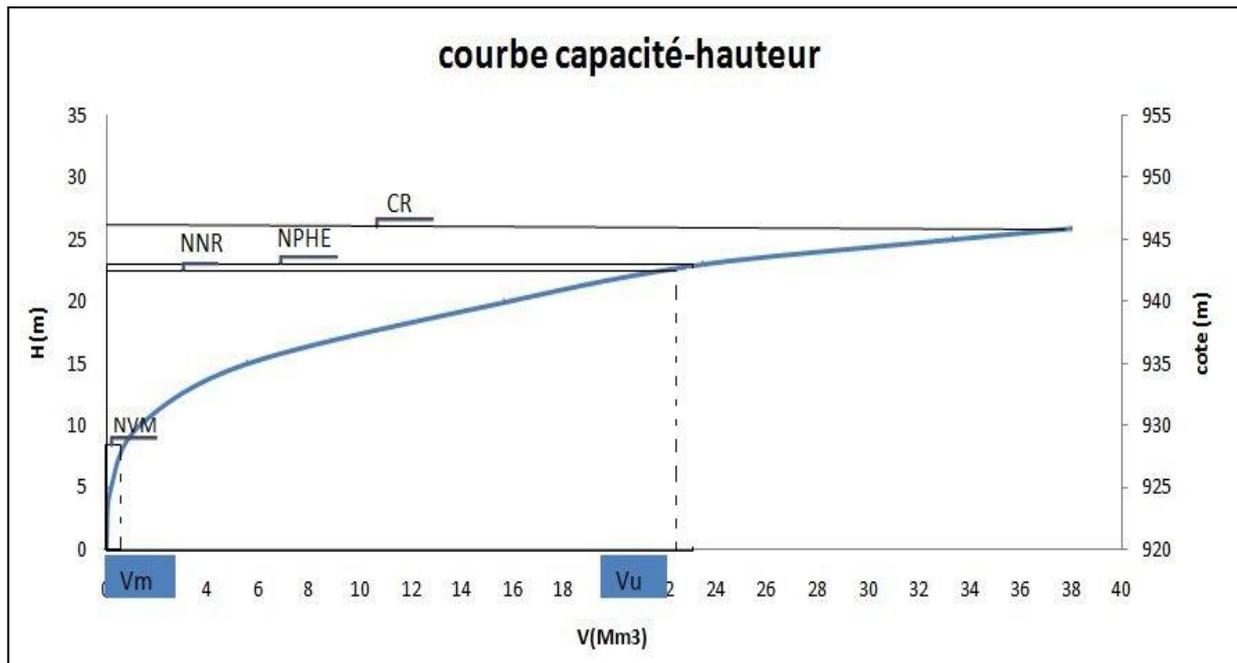
Figure III.22 : Courbe d'optimisation

A partir de la courbe d'optimisation représentée par la **figure III.21**

- Largeur du déversoir donnant le coût minimum est 25m.
- $q = 28.38 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h_d = 0.64 \text{ m}$
- Hauteur du barrage est :  $H_b = 26\text{m}$

**Tableau III.52:** Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
VOLUME MORT	Mm <sup>3</sup>	0.2652
VOLUME UTILE	Mm <sup>3</sup>	23.5149
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm <sup>3</sup>	23.7801
COTE DE FOND (▼FOND)	m	920
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	928.5
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	943
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	943,64
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	946
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	25
CHARGE SUR LE DEVERSOIR	m	0.64
LARGEUR EN CRETE	m	8



**Figure III.23 :** Courbe capacité- hauteur avec les différents niveaux du barrage

## Conclusion

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins du futur barrage. Nous pouvons donc retenir à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- Hauteur de la retenue au niveau NVR est 9,5 m et une capacité de 23.7801 Mm<sup>3</sup>
- Évacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 25 m, avec une hauteur lame déversant de 0.64 m correspondant à un NPHE à plus de 23.64 m au-dessus des fondations.

---

# **Chapitre IV :**

## **Etude des**

### **variantes**

## Introduction

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueillies.

Dans ce présent chapitre, on a eu à développer des variantes pour le barrage ; et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on a opté pour un barrage en matériaux meubles.

Le type du remblai sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante la plus technico-économique.

### IV-1 Choix du type de barrage

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement de :

- ✓ L'étude topographique qui permet la localisation des axes probables sur le site.
- ✓ L'étude géologique qui donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- ✓ L'étude géotechnique qui donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site on peut envisager une digue en matériaux locaux suivants trois alternatives de variantes:

- Remblai en terre homogène.
- Remblai zoné à noyau d'argile.
- Remblai en enrochement.

#### IV.1.1 Remblai en terre homogène

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominance argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

#### IV.1.2 Remblai zoné à noyau d'argile

C'est un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, la fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

## IV.1 Remblai en enrochement avec masque en béton

Quant la réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre ...etc. le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue.

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc.

## IV.2 Définition du profil générale du barrage

### IV.2.1 Hauteur de barrage

La hauteur de barrage est donnée par

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \quad (\text{IV.01})$$

Avec :

$H_b$  : Hauteur de barrage (m)

NNR : Cote correspondante au volume normale de la retenue (943m).

$C_f$  : Cote de fond (920 m).

$h_{\text{dév}}$  : Charge déversante (0.64m ).

R : Revanche ( $R=1.9\text{m}$  , elle a été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie )

t : Tassements (0.4 m)

AN :  $H_b = 26 \text{ m}$ .

### IV.2.2 Calcul de la largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$b_c = 8 \text{ m}$$

### IV.2.3 Longueur en crête

La longueur en crête c'est un paramètre qui est défini topographiquement après l'implantation de notre barrage en tenant compte la forme et la topographie de site ; dans notre cas :

$$L_{\text{cr}} = 330\text{m}$$

### IV.2.4 Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique, c'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

**Tableau IV.01** : Valeurs indicatives des pentes des talus (Source : ANBT)

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3
H > 20 m	Homogène granulométrie étanche	3	2.5
	A zones	3	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

## IV.3 Remblai en terre homogène

### IV.3.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont  $m_1 = 3$ .
- Parement aval  $m_2 = 2.5$ .

### IV.3.2 Protection des talus

#### IV.3.2 .1 Talus amont

##### ➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2 \quad (IV.02)$$

Avec :

- **V** : Vitesse des vagues déterminé par la formule de Gaillard ( $V=4.18$  m/s).
- **C** : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  del'enrochement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

**Tableau IV.02** : Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents $\gamma_p$		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau IV.2, pour  $\gamma_p = 2.5$  t/m<sup>3</sup> et  $m = 3$ , nous trouvons  $C = 0.028$ .

$$e = 4.18^2 \times 0.028 = \mathbf{0.5m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \gamma_p \cdot e^3 \quad (IV.3)$$

AN /

$$W = \mathbf{0.1625 \text{ tonne}}$$

##### ➤ US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

**Tableau IV.03 :** Epaisseur de l'énrochement et  $D_{50}$  minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche(m)	$D_{50}$ minimal (m)
0-0.30	0.30	0.20
0.30-0.60	0.40	0.25
0.60-1.20	0.45	0.30
1.20-1.80	0.55	0.40
1.80-2.40	0.70	0.45
2.40-3.00	0.80	0.55

D'après L'U.S.B.R on déduit  $H_v = 1.34$  m par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = 0.55\text{m.}$$

$$D_{50\min} = 0.40 \text{ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur  $e_{\min} = 0.55\text{m}$  et un diamètre de 50% des blocs  $D_{50\min} = 0.40 \text{ m.}$

#### IV.3.2 .2 Talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un énrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un énrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

### IV.3.3 Calcul des drains

#### IV.3.3.1 Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$L_b$  : Longueur transversale de la retenue,  $L_b = 151$  m.

Donc :

$$L_d = 50.3\text{m}$$

#### IV.3.3.2 Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1 m.**

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

$$N_{\text{dr}} = 943,64\text{m NGA}$$

### IV.3.3.3 Dimensionnement du prisme aval

#### ➤ Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \quad (\text{IV.5})$$

Avec :  $H_b$  : hauteur du barrage,  $H_b = 26$  m.

AN :  $H_p = 5$  m

#### ✓ Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (\text{IV.6})$$

AN :  $b_p = 1/4 \times 5 = 1.25$  m

Nous prenons :  $b_p = 1.5$  m

#### ➤ Fruits de talus

$$m_1 = (1 \div 2.5) \quad (\text{IV.7})$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad (\text{IV.8})$$

Nous prenons :  $m_1 = 2$  et  $m_2 = 2.5$ .

#### ➤ Largeur en base du prisme

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \quad (\text{IV.9})$$

AN :  $B_p = 1.5 + (2 + 2.5) \times 5 = 24$  m

$$B_p = 24$$
 m

## IV.4 Remblai zoné à noyau d'argile

### IV.4.1 Pentés des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

- Parement amont  $m_1 = 3$
- Parement aval  $m_2 = 3$

### IV.4.2 Protection des talus

#### IV.4.2.1 Talus amont

##### ➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

A partir du tableau IV.02, pour  $\gamma_p = 2.5$  t/m<sup>3</sup> et  $m = 3$ , nous trouvons  $C = 0.028$ .

$$e = 4.18^2 \times 0.028 = 0.5 \text{ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \gamma_p \cdot e^3 \quad (\text{IV.10})$$

AN :  $W = 0.1625 \text{ tonne}$

➤ **Méthode de l'US Army Corps of Engineers**

La hauteur des vagues  $H_v$  est égale à 1.34 m, à partir du tableau IV.3 Nous trouvons :

$$e_{\min} = 0.55 \text{ m.}$$

$$D_{50\min} = 0.40 \text{ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'encrochement  $e=0.55\text{m}$  et un diamètre de 50% des blocs  $D_{50}=0.4\text{m}$

### IV.4.3 Etanchéité de la retenue

#### IV.4.3.1 Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- Avoir une grande imperméabilité.
- Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

➤ **Largeur en crête**

$$\text{On a } b_{\min} = \frac{1}{6} (H_b) \quad (\text{IV.11})$$

AN :  $b_{\min} = \frac{1}{6} (26) \quad \text{d'où } b_{\min} = 4.33 \text{ m}$

On prend  $b_{\min} = 5 \text{ m}$

➤ **Pente des talus**

On  $m_1 = m_2 = (0.35 \div 0.85)$

On prend  $m_1 = m_2 = 0.5$

➤ **Hauteur du noyau**

$$H_n = H_b - 1 \tag{IV.12}$$

AN :  $H_n = 25\text{m}$

➤ **Largeur à la base du noyau**

$$b_{\text{base-noy}} = 2.m. H_n + b_{\text{min}} \tag{IV.13}$$

AN :  $b_{\text{base-noy}} = 26\text{m}$

$b_{\text{base-noy}}$  doit vérifier la condition suivante :

$$b_{\text{base-noy}} \geq b_{\text{base-adm}} = \frac{\Delta H}{J_{\text{adm}}} \tag{IV.14}$$

Avec :

- $\Delta H$  : Différence de charge entre l'amont et l'aval ;  $\Delta H = H_1 - H_2$
- $H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval,  $H_2 = 0$ .
- $H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1 = 23.64 \text{ m}$ .
- $B_{\text{noy}}$  : Largeur à la base du noyau (m)
- $J_{\text{adm}}$  : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique  $J_{\text{adm}}$ .

**Tableau VI.04** : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau VI.04, le barrage de notre projet est de **classe III**.

**Tableau VI.05 :** Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau,  $J_{adm} = 1.8$

$$b_{base-adm} = \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{23.64 - 0}{1.8} = 13m$$

⇒ On a :  $b_{base-noy} = 26m > b_{base-adm} = 13m$

Condition vérifié, donc  $b_{base-noy} = 26m$

**Tableau IV.06 :** Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	5
Hauteur du noyau (m)	25
Largeur à la base du noyau (m)	26
Pente des talus	0.5

#### IV.4.3.2 Dimensionnement du Drain Tapis

Pour le dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 1.2$  m, et sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (IV.17)$$

Avec :

$L_b$  : Longueur transversale de la retenue,  $L_b = 151$  m.

AN :  $L_d = 50.3m$

#### IV.4.3.3 Clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3.5 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) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1$  .

## IV.5 Digue en enrochement a masque en béton

### IV.5.1 Pentes des talus

- Parement amont  $m_1 = 2.5$
- Parement aval  $m_2 = 2.5$

### IV.5.2 Masque en béton

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de MATERON :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \quad (IV.18)$$

AN:  $e = 0.35 \text{ m}$

## IV.6 Evaluation du Coût des matériaux pour les différentes variantes

**Tableau IV.07 :** Coût de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
Homogène	Recharges	306149.11	500	153074555	154438775
	Rip-Rap	1136.85	1200	1364220	
Zoné	Recharges	178274.11	600	106964466	172377726
	Noyau	1229.8	1200	1475760	
	Rip-Rap	127875	500	63937500	
Avec masque	Recharges	306149.11	600	183689466	196975466
	Béton	664.3	20000	13286000	

## Conclusion

D'après les résultats obtenus , nous pouvons nous orienter vers la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, mais d'après les analyses d'investigation de la zone d'empreinte, l'estimation quantitative des agiles est insuffisante pour opter pour une variante d'un remblai homogène, pour cela nous allons opter pour une remblai zoné avec noyau d'argile.

---

**Chapitre V :**  
**Etude de la**  
**variante choisie**

---

## Introduction

La digue du barrage Ourkis est de type remblai zoné avec noyau d'argile, d'une hauteur totale de 26 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 8 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de :  $m_1=3$ ,  $m_2=3$ .

Une fois que le choix de la variante est déterminé, une étude détaillée de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

### V.1. Protection des talus

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

Caractéristiques du Rip-Rap	
Epaisseur (m)	0.55
D <sub>50</sub> (m)	0.40

### V.2 Dimensionnement des filtres et drains

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. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

#### V.2.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

### V.2.1.1 Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5$  Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.
- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5$  Condition de perméabilité.
- $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25$  Parallélisme des courbes granulométriques.
- $\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20$  Coefficient d'uniformité du filtre.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{60}$  du filtre.

- |   |  |        |  |
|---|--|--------|--|
| • $D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times d_{85 \text{ sol}}$  | $D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0.01$    | —————> | <b><math>D_{15 \text{ filtre}} &lt; 0.04 \text{ mm}</math></b>   |
| • $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}$     | $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0.0003$  | —————> | <b><math>D_{15 \text{ filtre}} &gt; 0.0012 \text{ mm}</math></b> |
| • $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$    | $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.0012$ | —————> | <b><math>D_{50 \text{ filtre}} &lt; 0.03 \text{ mm}</math></b>   |
| • $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times d_{10 \text{ filtre}}$ | $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0.005$  | —————> | <b><math>D_{60 \text{ filtre}} &lt; 0.1 \text{ mm}</math></b>    |

Avec :

- $D_{xx}$  : diamètre caractéristiques des filtres.
- $d_{xx}$  : diamètre caractéristique du noyau.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables : 0.15 m
- Couches horizontales de graviers : 0.30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1.00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

### V.2.1.2 Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_{\dot{5}}}{D_{\dot{17}}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0.05\mu_F) \frac{n}{1-n} \quad (\text{V.01})$$

- $\mu_F$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\mu_F = D_{60}/D_{10} = 0.09/0.031 = 2.90$$

- $n = n_0 - 0.1 \log(\mu_F)$

**Tableau V.2** : Valeurs de  $D_5$ ,  $D_{17}$ ,  $n_0$  et  $n$

$D_5$ (mm)	0.12
$D_{17}$ (mm)	0.25
$n_0$	0.45
$n$	0.404

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{2.90} (1 + 0.056 \times 67) \frac{0.404}{1 - 0.404} = 0.30$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.81 > 0.30$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

### V.2.1.3 Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N \quad (V.02)$$

Avec :

- $K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $4 \cdot 10^{-8}$  m/s.
- $K_N$  : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue  $10^{-8}$  m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{2.9}) \times 10^{-8} = 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$K_F > 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

## V.2 Drainage à l'aval

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur de 50.3m qui est déterminée dans l'étude comparative des différentes variantes de la digue et une épaisseur de 1m.

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

**Tableau V.4** : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)		5
Largeur en crête (m)		1.5
Largeur en base du prisme (m)		24
Fruits de talus	$m_1$	2
	$m_2$	2.5

### V.3 Dispositif d'étanchéité

#### V.3.1 Noyau

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration.

Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

**Tableau V.3 : Caractéristiques du noyau**

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	5
Hauteur du noyau (m)	25
Largeur à la base du noyau (m)	26
Pente des talus	0.5

#### V.3.2 Clé d'étanchéité

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à **3.5 m**, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m. en prend **b= 4 m**. Les talus **m1=m2=1**.

### V.4 Bermes

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Ils sont exécutées pour des hauteurs de (5÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales. On disposera d'une berme pour chaque talus.

Les bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur
1 <sup>er</sup> berme	933m NGA	933 m NGA	3 m

## V.5 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée).

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

## V.6 Etude des infiltrations

### V.6.1 Tracer de la ligne de saturation

Nous appelons ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. 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 V.3).

KOZENY(1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (V.03)$$

Avec:

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

En point B :  $x = d$  et  $y = h$

- $d$  : Largeur de base du massif.
- $b$  : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

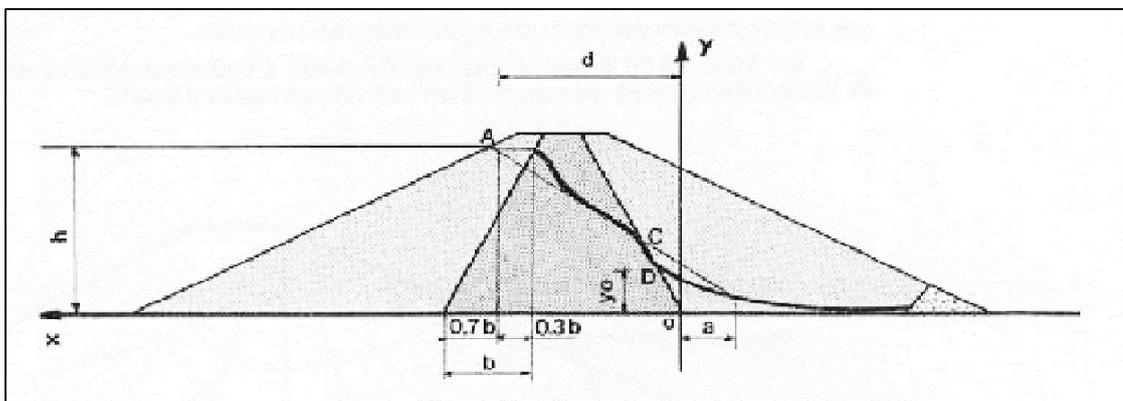


Figure V.1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On a :  $d = 17.95\text{m}$  et  $h = 23\text{ m}$ . d'où :  $y_0 = 11.23$

L'équation de la parabole s'écrit comme suite :

$$y^2 = 126.11 x + 28.52$$

**Tableau V.05** : Coordonnées de la parabole de Kozeny

X(m)	-5,63	-5	-1,5	-1	-0,5	0	2	4	6	8	10	12	14	16	17	17,95
Y(m)	0,0	3,7	9,6	10,2	10,7	11,2	13,1	14,7	16,2	17,5	18,7	19,9	21,0	22,0	22,5	23,0

### V.6.1.2 Détermination de la position de C :

C : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval du noyau

L'origine étant au foyer O, on a :

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \quad (\text{V-04})$$

Avec :  $\rho$  : Rayon polaire

$\alpha$  : Angle polaire avec l'axe de la parabole.

**A.N :**  $\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) = 11.23 / (1 - \cos 63.43) = 20.32$

Soit  $a = OC$  avec C, point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval

$\alpha$  : Angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équations :

$$\rho = a + \Delta a \quad (\text{V-05})$$

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

D'où nous aurons :  $a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$

A partir de l'abaque de Cazagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a :  $\alpha = 63.43^\circ$

D'où d'après l'abaque :  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.32$

$$\rho = a + \Delta a = 20.32$$

$$\Delta a = 0.32(a + \Delta a) \quad \text{On trouve :} \quad \Delta a = 6.5\text{m} \quad \text{et} \quad a = 13.82\text{ m.}$$

## V6.2. Débit d'infiltration

### V6.2. 1. A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \quad (\text{V.06})$$

Avec :

- $q$  : Débit d'infiltration ( $\text{m}^2/\text{s}/\text{ml}$ ).
- $I$  : Gradient hydraulique.

- **K** : Coefficient de perméabilité. ( $K=2.1 \times 10^{-8}$  m/s).
- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $A = y \cdot 1$

Donc :

$$q = K \cdot y \frac{dy}{dx} \quad (V.07)$$

Avec :

$$y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où:

$$q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \quad (V.08)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L \quad (V.09)$$

Avec  $L$  : Longueur en crête

$$\text{AN: } y_0 = 11.23 \text{ m}$$

$$K = 2.1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$$

$$\text{D'ou } q = 2.1 \times 10^{-10} \times 11.23 = 2.36 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$\text{Donc : } Q = q \cdot L = 2.36 \times 10^{-9} \times 330 = 7.79 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 7.79 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total à travers le barrage en une année sera :

$$Q = 24.56 \text{ m}^3/\text{an.}$$

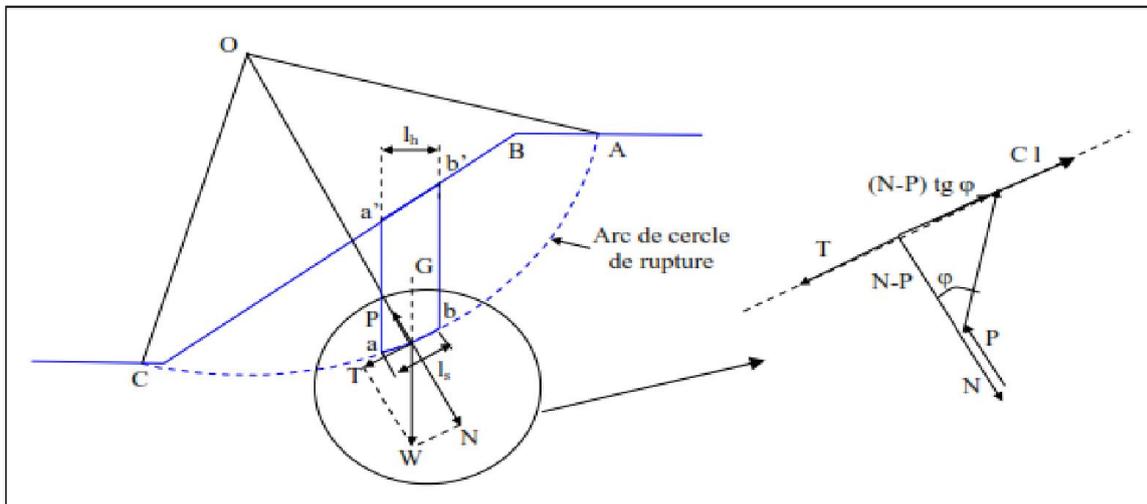
## V.7 Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

### V.7.1 Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure V.2) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur,  $l$ , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables. Les forces qui agissent sur chaque tranche sont définies comme suit :

- W : Poids de la tranche
- N : Composante normale du poids W
- T : Composante tangentielle du poids W
- P : Réaction de la composante N
- $\varphi$  : Angle de frottement interne
- C : Cohésion interne



**Figure V.2:** Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

### V.7.2 Détermination de la zone des cercles critiques selon la méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :
  - $R_1 = K_1 H_b$ .
  - $R_2 = K_2 H_b$ .

Avec :

- $H_b$  : Hauteur totale du barrage,  $H_b = 26$  m.
- $K_1$ - $K_2$  : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

**Tableau V.6 :** Valeurs des  $K_1$  et  $K_2$ 

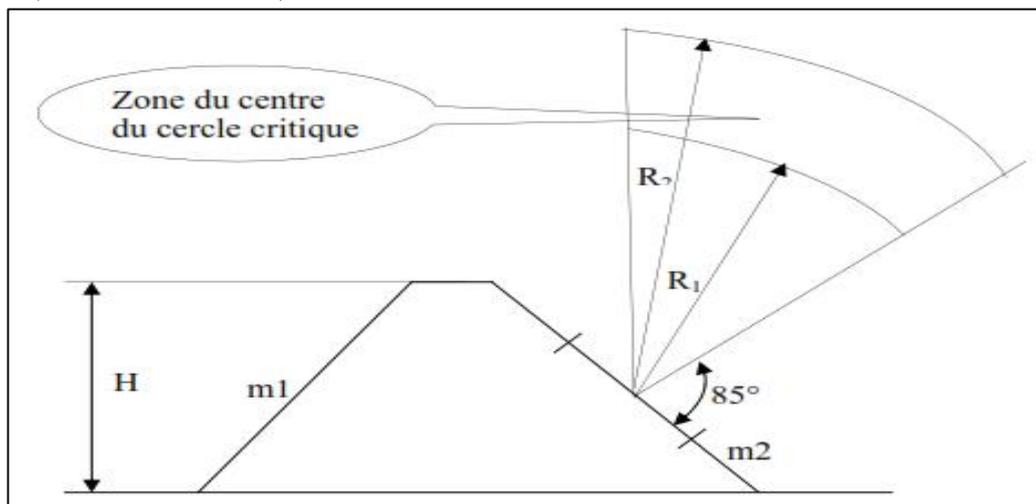
Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2=R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre barrage, nous allons prendre :

**Tableau V.7 :** 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	26	59.8
Aval	3	1	2.3	26	59.8

L'intersection de  $R_1$  et  $R_2$  avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

**Figure V.3 :** Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondevv

- 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".

### V.7.3 Forces agissant sur une tranche

#### V.7.3.1 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 :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- **G<sub>i</sub>** : Poids propre de la tranche.
- **b** : Largeur d'une tranche (b=0.1R).
- **h<sub>i</sub>** : Hauteurs des tranches.
- **γ<sub>i</sub>** : Densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - 1) \gamma_s = (1 - n) \gamma_d (1 + W) \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- **γ<sub>d</sub>** : Poids volumique spécifique du sol.
- **W** : 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 :

$$\gamma_{sat} = (1 - n) * (\gamma_d - \gamma_w) \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- **γ<sub>w</sub>** : Poids volumique de l'eau.

**Tableau V.8** Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	
φ	Degré (°)	11°
C	bar	0.26
γ <sub>sat</sub>	t/m <sup>3</sup>	1.97
γ <sub>d</sub>	t/m <sup>3</sup>	1.7
γ <sub>fond</sub>	t/m <sup>3</sup>	2.7
γ'	t/m <sup>3</sup>	1.23

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 :

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - 1) \quad (\text{V.13})$$

Le poids « G<sub>i</sub> » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

Avec :

- $N_n$  : Composante normale stabilisatrice.
- $T_n$  : Composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

### V.7.3.2 Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w * h * dl \quad (\text{V.14})$$

- $dl$  : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

### V.7.3.3 Forces de cohésion

$$F_c = C * dl \quad (\text{V.15})$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \quad (\text{V.16})$$

Avec :

- $\theta$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
- $C$  : Cohésion du sol considéré.

### V.7.3.4 Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \text{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \text{tg} \varphi \quad (\text{V.17})$$

Avec :

- $\varphi$  : 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.

### V.7.3.5 Force sismique

$$T_n' = a * G_i \quad (\text{V.18})$$

Avec :

- $G_i$  : Poids de la tranche.
- $a$  : Coefficient de séisme.

## V.7.4 Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

### V.7.4.1 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 :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i] \quad (\text{V.19})$$

### V.7.4.2 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 :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \quad (\text{V.20})$$

### V.7.4.3 Coefficient de sécurité admissible

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.

**Tableau V.9 :** Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15-1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.10

### V.7.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient de sécurité « $K_s$ » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

#### V.7.5.1 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.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.21})$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.22})$$

Avec :

- $K_{ss}$  : Coefficient de sécurité sans séisme.
- $K_{as}$  : Coefficient de sécurité avec séisme.
- $d_{ni}$  : Distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

### V.7.5.2 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 (95% Proctor).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.23})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.24})$$

### V.7.5.3 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.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.25})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.26})$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

**Tableau V.10** : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		$K_{ss}$	$K_{as}$
Fin de construction	Talus amont		
	$R_1=62.64$	1.68	1.07
	$R_2=65.48$	1.78	1.07
	$R_3=74.55$	1.84	1.10
Fonctionnement normal	Talus aval		
	$R_1=59.34$	1.52	1.05
	$R_2=66.73$	1.72	1.09
	$R_3=67.77$	1.74	1.06
Vidange rapide	Talus amont		
	$R_1=58.83$	2.16	1.36
	$R_2=61.25$	1.68	1.05
	$R_3=63.43$	1.82	2.88

## Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme .Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

---

# **Chapitre VI : Organisation de chantier**

## **Introduction**

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du cout de réalisation de l'ouvrage ainsi que son délai d'exécution. Notre étude consistera donc à organiser le chantier de construction du barrage Ourkis tout en assurant :

- La rapidité d'exécution des diverses opérations ;
- Une économie par synchronisation et réduction des travaux;
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

En finalité un devis quantitatif est estimatif du projet sera établi afin d'évaluer le cout de réalisation du barrage.

## **VII.1 - Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier**

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

### **VII.1.1 Maître de l'ouvrage**

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

### **VII.1.2 Maître d'œuvre**

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

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

### **VII.1.3 Entrepreneur**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

## VII.2 Installation de chantier

### VII.2.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local  $> 1.25 \text{ m}^2$  par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas  $> 25$ . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum  $> 1.5 \text{ m}^2$  par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier** : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

### VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

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

### VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

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

### VII.2. 4 Installation destinée 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.

### VII.3 Moyens matériels du chantier (engins)

La variante retenue pour la réalisation de digue du barrage Ourkis nécessite l'utilisation des divers engins cités ci-après :

#### - Compacteurs

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

#### - Grader automoteur : motorgrader

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

#### - Pelle hydraulique

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

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

#### -Niveleuse

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

#### -Arroseuses

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

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

Elle a comme risque : Perturbation du trafic Circulation au milieu de la piste Perte de visibilité sur pare-brise des véhicules.

### VII.4 Ordre d'exécution des travaux

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

- Prévention d'une route d'accès au chantier .
- Installation du chantier .
- Implantation des axes des différents ouvrages .
- Mise en place d'un pré batardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation dans la fondation de la digue .
- Construction de l'ouvrage de dérivation .
- Construction du batardeau.

- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond .
- Travaux des injections.
- Construction du corps du barrage la digue (noyau, filtre, drain, protection des talus)  
Construction d'évacuateur de crue.
- Mise en eau.

## VII.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.

### VII.5.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Pour notre cas on va utiliser la méthode C.P.M

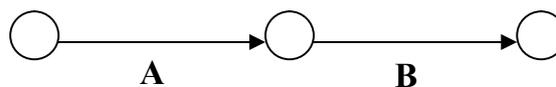
#### VII.5.1.1 Méthodes basées sur le réseau

##### A. Définition du réseau

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

##### - Réseau à flèches

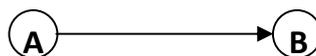
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

##### - 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.

##### A. Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq opérations suivantes :

- 1) Etablissement d'une liste des tâches.
- 2) Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- 3) Construction des graphes partiels.
- 4) Regroupement des graphes partiels.
- 5) Construction du réseau.

### VII.5.1.2 Méthode du chemin critique (*Critical Path Method/CPM*)

Le calcul par cette méthode est basé sur l'utilisation des paramètres représentés dans la grille suivante :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

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

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

⇒ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

⇒ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) .
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad (\text{VII.01})$$

Avec : **Q** : Quantité de travail  
**N** : Rendement  
**n** : Nombre d'équipes

### VII.6. Programme des travaux :

Le programme des travaux pour la construction du réservoir et du transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux. Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

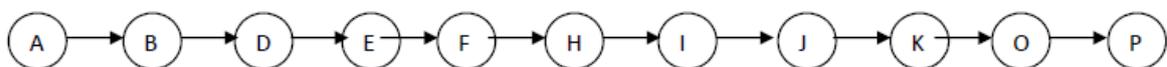
**Tableau VII.1:** Symboles et durées des opérations.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	2
Préparation et aménagement de la cuvette et la fondation	C	5
Préparation et aménagement de la cuvette et la fondation	D	9
Batardeau	E	8
Les injections	F	2
Excavation du barrage	G	4
Préparation et transport de matériaux de la zone d'emprunt	H	2
Recharges du barrage et noyau	I	10
Exécution des filtres et système de drainage	J	8
Recharge et protection des talus	K	9
Excavation et construction de l'évacuateur de crue	L	11
prise d'eau et La vidange de fond	M	10
les équipements hydrauliques	N	2
Travaux de finition	O	2
La mise en eau	P	1

Le réseau est représenté sur la figure VI.1; le diagramme Gant est donné en planche

#### Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) sont données par le chemin suivant :



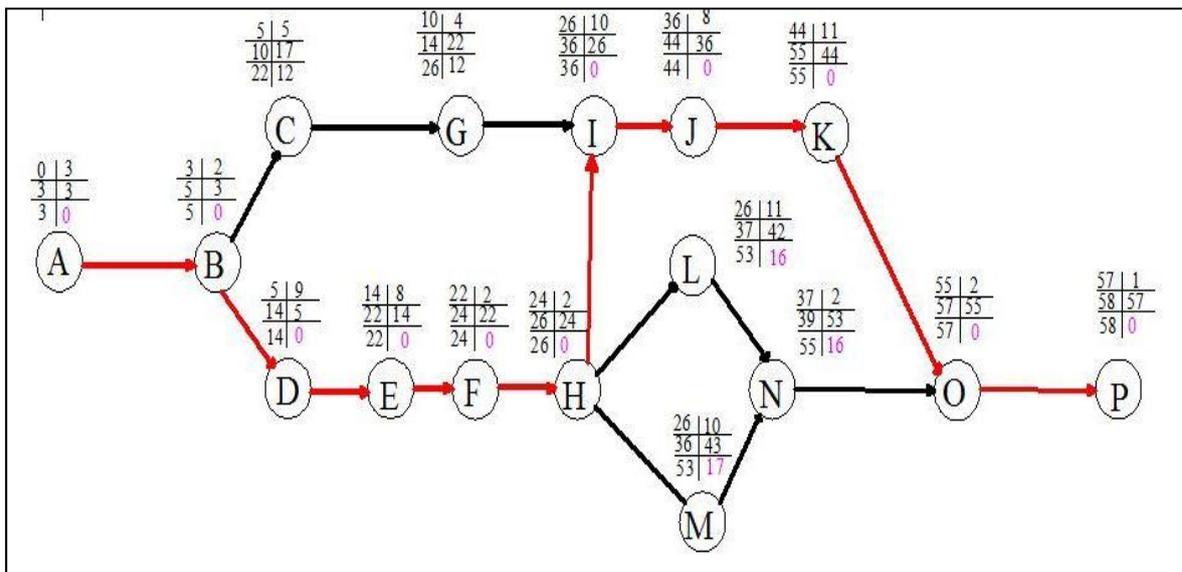


Figure VII.1 : Calcul par C.P.M du réseau à nœud

**Conclusion**

Après l'utilisation de la méthode de calcul de CPM (méthode basée sur le chemin critique) on arrive finalement au résultat suivant :

- La durée totale de construction du barrage de Ourkis devrait duré environ 5cinq années et la réalisation de projet nécessite des engins spécifiques pour faciliter le travail et aussi des grands travaux de préparation de site.

---

# **Chapitre VII :**

## **Protection et**

### **sécurité de travail**

## **Introduction**

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers. L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

### **VII.1.Cause des accidents de travail**

#### **VII.1.1 Causes humaines**

Ces causes sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique (emplois inadaptés à l'âge de l'ouvrier).
6. Adoption de la solution de facilité.
7. Manque de concentration.
8. L'agitation.
9. La nervosité.

#### **VII.1.2. Causes techniques**

1. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
2. Le manque d'éclairage.
3. de la profession en générale ou du poste de travail en particulier.
4. de la nature ou la forme du matériaux.
5. les outils et engins utilisés (implantation, entretien).
6. l'exécution de travail.
7. conditions d'hygiènes et de sécurités.
8. des emplacements de travail et des voies de passage rendus glissants par le gel, la neige, des corps gras non nettoyer.

## VII.2 Maladies professionnelles

Les maladies professionnelles ont pour causes :

### VII.2.1 Poussière

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium (constituées de particules de moins de 5  $\mu\text{m}$ ) qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer. Pour cela des mesures appropriées devraient être prises pour prévenir la formation des poussières ou pour les éliminer aussi près que possible de leur source.

### VII.2.2 Bruit et vibrations

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochères irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations

## VII.3 Conditions dangereuses dans le chantier

- a. Installation non protégée ou mal protégée.
- b. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- c. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- d. Protection individuelle inexistante.
- e. Défauts dans la construction.
- f. Eclairage défectueux.
- g. Facteur d'ambiance impropre.
- h. Conditions climatiques défavorables.

## VII.4 Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des Substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

7. adopter des conditions qui ne sont pas sur (transporter des employés sur les camions).
8. travailler dans une altitude inappropriée.

## **VII.5 Mesures et moyens de prévention**

- Prévenir, dès que possible, les dangers susceptibles de se présenter sur le lieu de travail;
- Eviter, au cours du travail, les postures et mouvements qui entraînent une fatigue excessive ou inutile;
- Tenir compte de la sécurité et de la santé des travailleurs dans l'organisation du travail;
- Utiliser des matériaux et des produits appropriés du point de vue de la sécurité et de la santé;
- Les employeurs ne devraient pas affecter les travailleurs à des emplois inadaptés à leur âge, à leurs aptitudes physiques, à leur état de santé ou à leurs qualifications.
- Dans les sites isolés il faut mettre au point un système de contrôle permettant de s'assurer que tous les membres de l'équipe de travail, y compris les conducteurs d'engins mobiles, ont regagné leur baraquement ou leur base à la fin du travail.
- Lorsqu'il est impossible de prendre des mesures de prévention collective ou lorsque celles-ci sont insuffisantes, l'employeur devrait fournir des équipements de protection individuelle.

### **VII.5.1 Ordre et propreté**

- l'entreposage correct des matériaux et des matériels;
- l'évacuation, à intervalles appropriés, des déchets et des débris.
- Les matériaux et les matériels inutilisés ne devraient pas être placés ou abandonnés sur le chantier à des endroits où ils obstruent les moyens d'accès et de sortie ou les voies de passage.

### **VII.5.2 Précautions contre les chutes de matériaux**

l'installation de barrières ou la mise en place de guetteurs, devraient être prises pour protéger les travailleurs contre les chutes de matériaux.

### **VII.5.3 Prévention des incendies et lutte contre le feu**

- Les solides, liquides et gaz inflammables – tels que les gaz de pétrole liquéfiés, les bouteilles de gaz, les peintures, etc, devraient être stockés dans des zones interdites aux personnes non autorisées.
- Il devrait être interdit de fumer partout où il y a des matériaux facilement combustibles ou inflammables; des panneaux d'interdiction de fumer devraient être placés bien en vue.
- On ne devrait pas laisser des matières combustibles ( telles que matériaux d'emballage, déchets imprégnés d'huile ou de graisse, déchets de bois ou de matières plastiques )

s'accumuler sur les lieux de travail, mais les placer en lieu sûr dans des récipients métalliques fermés.

-Le matériel de lutte contre le feu devrait être soigneusement entretenu et vérifié périodiquement par une personne compétente. L'accès aux moyens de lutte contre le feu (bouches d'incendie, prises d'eau, extincteurs portatifs, etc.) devrait rester dégagé.

-En cas de besoin, une signalisation visuelle appropriée devrait être mise en place pour indiquer clairement les voies d'évacuation en cas d'incendie.

- Les moyens d'évacuation devraient être accessibles en tout temps. Les voies d'évacuation devraient être inspectées fréquemment, en particulier dans le cas d'ouvrages en hauteur ou dont l'accès est restreint (dans les galeries, par exemple).

#### **VII.5.4 Eclairage**

a) Dans la mesure du possible, l'éclairage artificiel ne devrait pas provoquer d'éblouissement ou d'ombres gênantes.

b) Lorsque la sécurité l'exige, les lampes devraient être protégées pour prévenir les risques de bris accidentel.

c) Les câbles alimentant le matériel d'éclairage électrique portatif devraient avoir une section et des caractéristiques adaptées à la puissance requise ainsi qu'une résistance mécanique suffisante pour supporter les dures conditions rencontrées sur les chantiers.

#### **VII.5.5 Engins de transport, de terrassement et de manutention**

Les véhicules et les engins de terrassement ou de manutention devraient être :

- bien conçus et construits en tenant compte, dans la mesure du possible, des exigences de l'ergonomie, en particulier pour ce qui est des sièges de conduite;

- maintenus en bon état de fonctionnement;
- correctement utilisés, eu égard à la sécurité et à la santé;
- manœuvrés par des travailleurs ayant reçu une formation appropriée,
- conformément à la législation nationale.

Et être pourvus:

- d'un avertisseur sonore électrique.
- de projecteurs avant et arrière.
- de freins assistés et de freins à main.
- de feux arrière.
- de silencieux.
- d'un avertisseur de marche arrière.

➤ Les conducteurs de véhicules et d'engins de terrassement ou de manutention devraient être en bonne santé, avoir reçu une formation appropriée, avoir subi des épreuves et avoir l'âge minimum prescrit, conformément à la législation nationale.

**Conclusion**

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille. Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

---

# **Conclusion Générale**

---

### Conclusion générale :

Au fil de ce mémoire, nous avons abordé en suivant une approche méthodologique l'étude des variantes de la digue du barrage Ourkis (Willaya d'Oum El Bouaghi) afin de garantir la réussite du projet ainsi que son bon fonctionnement sans aucune contrainte.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie, cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- D'un point de vue géologique, le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue, aussi bien pour le barrage que sa cuvette.
- L'étude des débits, les crues et la régularisation nous a donné la capacité du barrage de point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de  $23.78 \text{ Mm}^3$  et une hauteur du barrage de 26 m.
- On a opté après l'étude d'optimisation pour une largeur importante de 25 m de déversoir.
- Après une étude technico-économique nous avons opté pour une conception d'une digue en remblai zoné à noyau d'argile, nous avons ensuite vérifié l'équilibre de corps du barrage par le calcul des infiltrations et sa stabilité.
- Un barrage doit demeurer un ouvrage d'étude simple, de réalisation et d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.
- Enfin, les résultats de calculs confirment que la digue du barrage ne pose aucun problème ou difficulté technique.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.

## Références bibliographiques

**Bernardo, A. R. & Santos L. (2004)** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

**Buyan. César, M .Véliz. (2004)** Hydrologie appliquée : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

**Degoutte, G. (2002)** Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.

**MIHOUBI, M.K . (2013)**Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

**Muncher Ruck. Munich Re Group. (2004)** Guide technique pour les souscripteurs.

**TOUAIBIA, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.

**TOUAIBIA,B. (2001)** Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

**United States department of the interior, 1960.**Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.

---

# **Annexes**



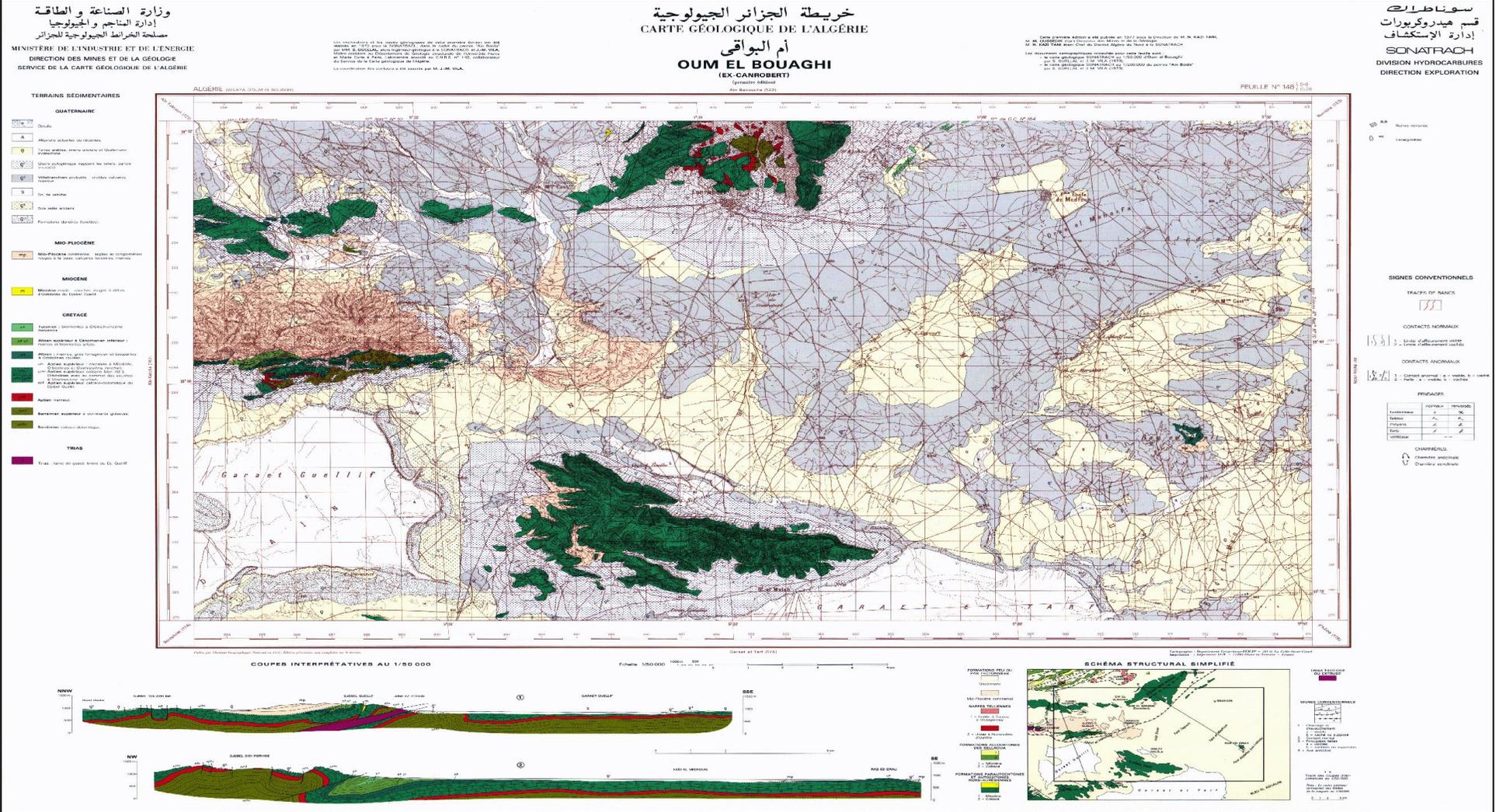


Figure 2 : Carte géologique

## Annexe II :

**Tableau 01 :Précipitations maximales journalières (mm)**

- Code station : 070306
- Nom station : AIN YAGOUT ( X :836 Km , Y :281.6 Km et Z :876 m)

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Jui	Juil	Aout	P <sub>max</sub> J
1968	2,3	0	5,9	16,4	28,7	9,1	20,5	8	13,5	17,5	10	2,9	28,7
1969	15,5	31,9	6,1	18,7	19,3	2,2	13,3	67,2	34,5	0	1,5	0	67,2
1970	25,2	15,3	0	10,1	8,6	7,8	4,1	8,3	8,8	0	15,9	0	25,2
1971	15,3	16	15	0	21,5	16,1	19,2	30,1	20,5	38,5	0	0	38,5
1972	38,8	42,2	5,6	40,7	24,1	9,7	21	35	19	35	0	26,9	42,2
1973	16,5	7,5	11,3	31,5	8,5	8,1	21,2	12,9	0	13,1	15,6	0	31,5
1974	1,2	13,65	21,2	2,5	15,5	12,2	11,8	4,5	15,2	0	0	12	21,2
1975	24	0	28,4	5,2	19,2	10,6	16,2	20,2	28,2	22,5	4,5	5,5	28,4
1976	73,2	5,3	25,7	14,9	7,3	0	26	18,5	7,2	20,2	0	19,5	73,2
1977	0	0	47,2	5,5	5,7	17,5	16,07	27,1	19,01	21	0	0	47,2
1978	16	48	0	4,7	8	10,4	4,5	42	6,8	14	0	0	48
1979	35,5	7,5	2,5	0	9,9	21,5	35,2	13,8	36,2	0	0	2,7	36,2
1980	16,2	0	8,1	20,4	5,2	7,5	18,1	9,3	4,2	20,6	0	27,2	27,2
1981	27,7	12,2	0	13,2	10,5	8,8	12,5	12,2	24,2	22,7	7,3	18,8	27,7
1982	23,6	31,3	30,7	5,6	0	4,7	9,2	0	2,5	11,2	0	7,2	31,3
1983	0	6,9	4,9	9,9	13,4	46,3	44,2	7,1	1,2	8,2	1,5	2,5	46,3
1984	3,2	49,5	4,5	30,3	12,1	5,7	34,2	9,3	24,3	4,9	0	0	49,5
1985	10,4	11,2	10,1	6,1	15,1	3,5	24,1	7,3	6,5	40,6	0	4,8	40,6
1986	55,5	6,9	13,3	19,2	4,3	14,2	7,2	5,4	21,5	0	2,6	0	55,5
1987	5,2	7,9	6,5	3,9	4,9	19,4	8,5	9,5	33,9	18,2	0	0	33,9
1988	12,3	2,6	9,4	19,6	3,9	14	5,5	6,9	19,01	12,9	0	23,5	23,5
1989	18,7	4,3	1,9	4,2	45,3	0	4,6	17,4	15,7	0	0	32,2	45,3
1990	8,2	0	12,9	26,4	2,9	10,4	48,2	10,5	31,3	9,7	3,5	0	48,2
1991	3,5	17,9	14,3	8,5	15,7	21,6	22,2	9,1	54,5	17,5	13,7	0	54,5
1992	14,2	6,5	52	39,7	7,5	12,9	12,7	2,8	26,3	0	0	61,2	61,2
1993	0	7,3	5,2	22,4	17,3	9,8	29,6	8,2	4,5	0	7,4	2,1	29,6
1994	26,1	21,5	8,5	10,9	6,3	6,7	11,5	12,2	0	10,2	6,9	27,7	27,7
1995	11,5	13,6	5,5	19,6	31,6	30	24,2	17,9	22,8	16,7	5,8	6,6	31,6
1996	6,8	6,3	2,2	5,1	10,4	3,8	8,8	16,9	2,6	21,2	6,9	3,5	21,2
1997	19,9	28,5	32,5	31,8	3,5	7,1	14,5	22,4	15,5	3,4	0	4,8	32,5
1998	16,5	4,5	12,1	6,7	11,2	2,8	5,2	12,8	5,6	13,5	8,5	4,5	16,5
1999	18,9	11,7	23,4	14,3	3,7	1,5	3,6	6,2	117	11,3	0	30,2	117
2000	23,4	1,7	4,9	11,5	8,6	10,2	4,2	22,5	43,8	0	0	1,5	43,8
2001	14,6	11,1	13,5	3,2	3,2	6,2	11,2	5,5	4,5	3,5	11,9	16,3	16,3
2002	0	10,5	16,2	6,2	33,9	19,9	16,3	51,8	15,9	8,2	0	3,5	51,8
2003	64,2	53,4	8,2	13,3	8,5	4,9	26,3	19,1	21,9	24,5	2,5	5,5	64,2
2004	24,2	9,5	56,5	34,6	9,8	25,9	14,5	37,3	0	9,9	0	14,5	56,5
2005	9,5	2,9	8,3	22,5	32,5	32,5	4,5	18,9	37,5	9,9	6,5	5,5	37,5
2006	10,2	0	12,5	19,5	11,5	7,5	9,5	23,8	8,5	1,5	0	1,2	23,8
2007	19,2	9,5	5,5	29,7	3,5	2,5	19,5	5,5	22,2	10,2	8,5	12,5	29,7
2008	32,2	11,3	10,2	12,5	32,8	8,2	21,2	32,5	35,2	2,1	13,8	6,5	35,2
2009	24,2	12,5	3,2	8,2	21,5	5,2	16,2	22,1	8,5	26,2	0	0	26,2
2010	10,5	7,5	12,7	6,5	4,3	30,7	9,5	30,2	40,5	14,5	4,3	2,5	40,5
2011	13,5	56,6	5,1	5,3	5,8	20,5	20,5	13,5	10,5	10,5	0	12,5	56,6
2012	10,2	3,5	14,5	5,2	9,7	8,2	8,3	26,7	2,5	10,5	28,2	60,2	60,2

**Tableau 02 : Répartition mensuelle des pluies (mm)**

- Code station : 070306
- Nom station : AIN YAGOUT
- X :836 Km , Y :281.6 Km et Z :876 m

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Jui	Juil	Aout	P <sub>annuel</sub>
1968	2,30	0,00	8,30	31,20	54,00	21,90	50,40	19,10	23,90	17,50	15,50	2,90	247,00
1969	54,00	115,50	6,10	58,70	41,90	2,20	24,70	109,00	47,10	0,00	1,50	0,00	460,70
1970	37,30	19,10	0,00	15,20	25,50	27,70	8,90	8,30	37,70	0,00	15,90	0,00	195,60
1971	43,00	43,10	21,70	0,00	80,50	19,90	55,90	93,00	68,60	38,50	0,00	0,00	464,20
1972	38,80	72,40	5,60	47,20	40,50	23,10	91,50	35,00	19,00	35,00	0,00	39,20	447,30
1973	16,50	10,00	11,30	63,60	8,50	21,90	34,30	25,80	0,00	24,40	28,10	0,00	244,40
1974	1,20	26,60	33,50	2,50	20,00	34,20	26,20	9,10	37,50	0,00	0,00	21,90	212,70
1975	55,80	0,00	47,40	15,70	29,50	40,80	48,80	59,10	92,10	55,10	8,00	12,50	464,80
1976	76,40	15,40	63,90	24,40	13,90	0,00	33,30	54,30	14,40	20,20	0,00	33,00	349,20
1977	0,00	0,00	70,70	5,50	5,70	20,40	34,90	36,00	19,20	31,20	0,00	0,00	223,60
1978	16,00	73,00	0,00	8,00	16,70	36,80	9,70	83,20	6,80	14,00	0,00	0,00	264,20
1979	91,70	12,00	3,70	0,00	23,90	41,60	50,60	35,50	80,50	0,00	0,00	2,70	342,20
1980	48,00	0,00	28,60	69,40	10,00	18,30	33,40	17,70	5,70	26,50	0,00	27,20	284,80
1981	27,70	25,70	0,00	25,80	39,10	28,70	32,00	60,20	104,90	42,90	7,30	18,80	413,10
1982	36,30	55,80	68,80	19,60	0,00	9,30	16,20	0,00	4,60	14,70	0,00	7,20	232,50
1983	0,00	13,20	11,60	13,60	52,30	80,10	60,70	17,90	1,20	8,20	1,50	4,00	264,30
1984	5,30	81,00	6,00	82,10	37,20	9,90	114,50	20,90	58,50	8,60	0,00	0,00	424,00
1985	24,80	32,10	17,10	14,80	29,20	8,90	76,40	19,00	6,50	40,60	0,00	8,90	278,30
1986	74,20	28,60	26,40	35,20	8,70	41,20	19,00	12,30	35,80	0,00	7,00	0,00	288,40
1987	7,40	7,90	17,50	7,30	10,40	19,40	22,00	15,30	39,20	55,40	0,00	0,00	201,80
1988	14,80	4,30	22,90	60,00	6,70	15,70	8,00	27,90	19,20	22,70	0,00	38,40	240,60
1989	24,40	4,30	1,90	9,60	83,00	0,00	13,50	30,50	46,60	0,00	0,00	70,30	284,10
1990	22,20	0,00	34,60	88,30	2,90	20,50	92,40	37,80	55,40	20,80	8,50	0,00	383,40
1991	3,50	54,60	17,60	19,60	34,10	34,70	53,50	29,10	95,20	20,00	13,70	0,00	375,60
1992	30,50	12,70	96,10	74,60	16,70	33,10	27,60	5,30	64,70	0,00	0,00	71,10	432,40
1993	0,00	7,30	12,00	42,10	38,10	14,20	29,60	19,60	7,00	0,00	10,70	2,10	182,70
1994	52,70	45,60	8,50	15,60	25,40	11,30	38,40	18,90	0,00	29,80	6,90	29,80	282,90
1995	53,30	33,70	13,30	26,30	78,70	102,30	52,80	55,50	39,10	22,20	7,30	6,60	491,10
1996	9,70	6,30	2,20	11,70	20,00	5,90	20,60	45,70	2,60	28,50	8,40	3,50	165,10
1997	61,70	66,50	53,20	41,80	6,00	18,20	17,20	64,00	30,50	5,90	0,00	8,60	373,60
1998	51,00	11,20	36,60	13,90	39,20	9,40	19,50	12,80	5,60	16,70	8,50	6,00	230,40
1999	52,70	18,50	35,60	60,00	7,20	1,50	6,30	9,70	155,90	16,30	0,00	30,20	393,90
2000	32,50	3,00	8,70	31,10	22,70	14,20	4,20	22,50	70,80	0,00	0,00	1,50	211,20
2001	53,70	17,60	24,60	5,70	7,20	9,90	16,40	16,20	6,00	3,50	17,80	48,80	227,40
2002	0,00	18,70	71,00	30,00	108,10	32,60	19,20	84,10	24,80	19,40	0,00	5,60	413,50
2003	77,50	81,80	9,70	42,30	21,60	7,40	42,00	33,30	84,30	70,70	2,50	10,30	483,40
2004	35,80	18,70	76,90	118,00	21,70	41,70	21,20	37,30	0,00	13,80	0,00	17,00	402,10
2005	13,00	5,40	10,80	34,50	69,00	39,70	4,50	58,60	100,40	9,90	11,00	5,50	362,30
2006	25,60	0,00	12,50	42,60	15,40	17,40	35,70	35,70	18,20	1,50	0,00	1,20	205,80
2007	75,40	14,00	10,90	36,40	3,50	2,50	27,70	5,50	87,60	17,00	18,20	20,60	319,30
2008	49,00	29,90	16,50	19,20	64,70	20,10	50,20	87,70	41,40	2,10	16,30	14,20	411,30
2009	71,10	24,70	3,20	15,90	42,00	15,40	46,40	65,50	27,50	38,10	0,00	0,00	349,80
2010	15,70	20,30	44,00	15,40	10,00	74,10	30,50	68,90	64,00	31,20	6,50	2,50	383,10
2011	25,20	82,50	11,40	15,50	5,80	56,80	63,20	38,20	12,70	10,50	0,00	14,70	336,50
2012	15,90	9,80	27,00	7,70	30,20	33,40	20,00	37,90	4,70	10,50	37,90	86,20	321,20

## Annexe III : Calcul de stabilité

Tableau 1:

	R=	65,48	Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont									K <sub>SS</sub>	1.79	
	r=	60										K <sub>AS</sub>	1.07	
	a	0,15												
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	I	C <sub>eq</sub> .I	
-3	6,548	2,04	0	3,6	89,828	-0,3	0,954	85,691	-26,948	2,6	22,280	6,864	17,847	
-2	6,548	4,22	0	4,94	141,497	-0,2	0,980	138,638	-28,299	2,6	36,046	6,683	17,376	
-1	6,548	6,41	0	5,6	181,272	-0,1	0,995	180,364	-18,127	2,6	46,895	6,581	17,111	
0	6,548	8,57	0	5,6	208,994	0	1,000	208,994	0,000	2,6	54,338	6,548	17,025	
1	6,548	10,75	0	4,94	225,304	0,1	0,995	224,174	22,530	2,6	58,285	6,581	17,111	
2	6,548	12,93	0	3,6	229,591	0,2	0,980	224,953	45,918	2,6	58,488	6,683	17,376	
3	6,548	15,06	0	1,63	222,099	0,3	0,954	211,869	66,630	2,6	55,086	6,864	17,847	
4	6,548	15,25	0	0	195,720	0,4	0,917	179,380	78,288	2,6	46,639	7,144	18,576	
5	6,548	14,83	0	0	190,329	0,5	0,866	164,830	95,165	2,6	42,856	7,561	19,659	
6	6,548	11,27	0	0	144,640	0,6	0,800	115,712	86,784	2,6	30,085	8,185	21,281	
7	6,548	7,21	0	0	92,534	0,7	0,714	66,082	64,774	2,6	17,181	9,169	23,839	
8	6,58	0,63	0	0	8,125	0,8	0,600	4,875	6,500	2,6	1,267	10,967	28,513	

**Tableau 2 :**

	R=	62,64	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction talus</b>								K <sub>SS</sub>	1.68	
	r=	57	<b>amont</b>								K <sub>AS</sub>	1.07	
	a	0,15											
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	I	C <sub>eq</sub> .I
-2	6,264	5,5	0	0	67,870	-0,2	0,980	66,499	-13,574	2,6	16,625	6,393	16,622
-1	6,264	6,94	0,11	0	86,488	-0,1	0,995	86,054	-8,649	2,6	21,514	6,296	16,368
0	6,264	7,4	0,27	0	93,397	0	1,000	93,397	0,000	2,6	23,349	6,264	16,286
1	6,264	7,89	0,12	0	98,288	0,1	0,995	97,795	9,829	2,6	24,449	6,296	16,368
2	6,264	8,56	0	0	105,631	0,2	0,980	103,497	21,126	2,6	25,874	6,393	16,622
3	6,264	8,8	0	0	108,593	0,3	0,954	103,591	32,578	2,6	25,898	6,566	17,073
4	6,264	8,69	0	0	107,235	0,4	0,917	98,283	42,894	2,6	24,571	6,835	17,770
5	6,264	8,17	0	0	100,818	0,5	0,866	87,311	50,409	2,6	21,828	7,233	18,806
6	6,264	7,14	0	0	88,108	0,6	0,800	70,487	52,865	2,6	17,622	7,830	20,358
7	6,264	5,54	0	0	68,364	0,7	0,714	48,822	47,855	2,6	12,205	8,771	22,806

**Tableau 3 :**

	R=	74,55	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction talus</b>											K <sub>SS</sub>	1.84	
	r=	69	<b>amont</b>											K <sub>AS</sub>	1.10	
	a	0,15														
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l			
-4	3,1	1,36	0	0	8,263	-0,4	0,917	7,573	-3,305	2,6	2,272	3,382	8,794			
-3	3,1	3,56	0	0	21,631	-0,3	0,954	20,634	-6,489	2,6	6,190	3,250	8,449			
-2	7,455	5,5	0	0	80,365	-0,2	0,980	78,741	-16,073	2,6	23,622	7,609	19,783			
-1	7,455	6,94	0,11	0	102,415	-0,1	0,995	101,901	-10,241	2,6	30,570	7,493	19,481			
0	7,455	7,4	0,27	0	110,603	0	1,000	110,603	0,000	2,6	33,181	7,455	19,383			
1	7,455	7,89	0,12	0	116,387	0,1	0,995	115,804	11,639	2,6	34,741	7,493	19,481			
2	7,455	8,56	0	0	125,077	0,2	0,980	122,550	25,015	2,6	36,765	7,609	19,783			
3	7,455	8,8	0	0	128,584	0,3	0,954	122,661	38,575	2,6	36,798	7,815	20,319			
4	7,455	8,69	0	0	126,977	0,4	0,917	116,376	50,791	2,6	34,913	8,134	21,149			
5	7,455	8,17	0	0	119,378	0,5	0,866	103,385	59,689	2,6	31,015	8,608	22,382			
6	7,455	7,14	0	0	104,328	0,6	0,800	83,463	62,597	2,6	25,039	9,319	24,229			
7	7,455	5,54	0	0	80,949	0,7	0,714	57,809	56,665	2,6	17,343	10,439	27,142			

**Tableau 4 :**

	R=	59,34	Stabilité pour le cas de fonctionnement normal										$K_{SS}$	1.52
	r=	52,4											$K_{AS}$	1.05
	a	0,15												
N°	b	$h_1$	$h_2$	$h_3$	W	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	N	T	$C_{eq}$	$N.tg\varphi_{eq}$	I	$C_{eq}.I$	
-3	5,73	2,39	0	0	26,842	-0,3	0,954	25,605	-8,052	2,6	8,450	6,007	15,617	
-2	5,934	3,70	0	0	43,033	-0,2	0,980	42,164	-8,607	2,6	13,914	6,056	15,747	
-1	5,934	6,10	0	0,78	83,444	-0,1	0,995	83,026	-8,344	2,6	27,398	5,964	15,506	
0	5,934	8,07	0	1,38	115,969	0	1,000	115,969	0,000	2,6	38,270	5,934	15,428	
1	5,934	10,05	0	1,38	138,998	0,1	0,995	138,301	13,900	2,6	45,639	5,964	15,506	
2	5,934	12,02	0	0,78	152,297	0,2	0,980	149,220	30,459	2,6	49,243	6,056	15,747	
3	5,934	13,59	0	0	158,060	0,3	0,954	150,780	47,418	2,6	49,757	6,221	16,173	
4	5,934	13,70	0	0	159,340	0,4	0,917	146,037	63,736	2,6	48,192	6,475	16,834	
5	5,934	13,09	0	0	152,245	0,5	0,866	131,848	76,123	2,6	43,510	6,852	17,815	
6	5,934	11,64	0	0	135,381	0,6	0,800	108,305	81,228	2,6	35,740	7,418	19,286	
7	5,934	9,16	0	0	106,537	0,7	0,714	76,082	74,576	2,6	25,107	8,309	21,604	
8	3,35	5,31	0	0	34,865	0,8	0,600	20,919	27,892	2,6	6,903	5,583	14,517	

**Tableau 5 :**

	R=	66,73	Stabilité pour le cas de fonctionnement normal								K <sub>SS</sub>	1.72	
	r=	57									K <sub>AS</sub>	1.09	
	a	0,15											
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	6,67	3,99	0	1,74	83,535	-0,3	0,954	79,688	-25,061	2,6	21,587	6,995	18,188
-2	6,67	5,98	0	2,93	131,003	-0,2	0,980	128,356	-26,201	2,6	34,673	6,811	17,708
-1	6,67	8,2	0	3,6	172,110	-0,1	0,995	171,247	-17,211	2,6	46,382	6,707	17,437
0	6,67	10,44	0	2,93	189,336	0	1,000	189,336	0,000	2,6	51,769	6,673	17,350
1	6,67	12,64	0	2,93	218,110	0,1	0,995	217,016	21,811	2,6	59,539	6,707	17,437
2	6,67	14,89	0	1,59	223,395	0,2	0,980	218,881	44,679	2,6	60,653	6,811	17,708
3	6,67	16,58	0	0	216,851	0,3	0,954	206,863	65,055	2,6	57,922	6,995	18,188
4	6,67	15,89	0	0	207,827	0,4	0,917	190,476	83,131	2,6	53,333	7,281	18,930
5	6,67	13,14	1,12	0	181,052	0,5	0,866	156,795	90,526	2,6	43,533	7,705	20,034
6	6,67	8,82	2,65	0	137,108	0,6	0,800	109,687	82,265	2,6	29,952	8,341	21,687
7	6,67	6,71	0,47	0	91,618	0,7	0,714	65,429	64,133	2,6	18,192	9,344	24,295
8	5,49	3,87	0	0	41,643	0,8	0,600	24,986	33,314	2,6	6,996	9,150	23,790

**Tableau 6 :**

	R=	74,55	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction talus</b>								K <sub>SS</sub>	1.84	
	r=	69	<b>amont</b>								K <sub>AS</sub>	1.10	
	a	0,15											
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	I	C <sub>eq</sub> .I
-4	3,1	1,36	0	0	8,263	-0,4	0,917	7,573	-3,305	2,6	2,272	3,382	8,794
-3	3,1	3,56	0	0	21,631	-0,3	0,954	20,634	-6,489	2,6	6,190	3,250	8,449
-2	7,455	5,5	0	0	80,365	-0,2	0,980	78,741	-16,073	2,6	23,622	7,609	19,783
-1	7,455	6,94	0,11	0	102,415	-0,1	0,995	101,901	-10,241	2,6	30,570	7,493	19,481
0	7,455	7,4	0,27	0	110,603	0	1,000	110,603	0,000	2,6	33,181	7,455	19,383
1	7,455	7,89	0,12	0	116,387	0,1	0,995	115,804	11,639	2,6	34,741	7,493	19,481
2	7,455	8,56	0	0	125,077	0,2	0,980	122,550	25,015	2,6	36,765	7,609	19,783
3	7,455	8,8	0	0	128,584	0,3	0,954	122,661	38,575	2,6	36,798	7,815	20,319
4	7,455	8,69	0	0	126,977	0,4	0,917	116,376	50,791	2,6	34,913	8,134	21,149
5	7,455	8,17	0	0	119,378	0,5	0,866	103,385	59,689	2,6	31,015	8,608	22,382
6	7,455	7,14	0	0	104,328	0,6	0,800	83,463	62,597	2,6	25,039	9,319	24,229
7	7,455	5,54	0	0	80,949	0,7	0,714	57,809	56,665	2,6	17,343	10,439	27,142

**Tableau 7 :**

	R=	58.8	Stabilité pour le cas de vidange rapide talus									K <sub>SS</sub>	2.16		
	r=	48	amont									K <sub>AS</sub>	1.36		
	a	0,2													
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tg(φ <sub>eq</sub> )	l	C <sub>eq</sub> .l	
-2	5,883	0	0	3,12	0	36,2	-0,2	0,98	35,429	-7,232	2,6	6,73	6,00	15,61	
-1	5,883	0	0	5,54	0	64,2	-0,1	0,99	63,884	-6,421	2,6	12,14	5,91	15,37	
0	5,883	0	0	7,62	0	88,3	0	1,00	88,312	0,000	2,6	16,78	5,88	15,30	
1	5,883	0	1,45	7,47	0	97,1	0,1	0,99	96,579	9,707	2,6	18,35	5,91	15,37	
2	5,883	0	3,18	6,5	0	98,3	0,2	0,98	96,356	19,669	2,6	18,31	6,00	15,61	
3	5,883	0	4,8	5,08	0	93,6	0,3	0,95	89,296	28,082	2,6	16,97	6,17	16,03	
4	5,883	0	6,39	2,88	0	79,6	0,4	0,92	72,970	31,847	2,6	13,86	6,42	16,69	
5	5,883	0	7,84	0	0	56,7	0,5	0,87	49,130	28,365	2,6	9,33	6,79	17,66	
6	5,883	0	5,39	0	0	39,0	0,6	0,80	31,202	23,402	2,6	5,93	7,35	19,12	
7	5,883	0	1,62	0	0	11,7	0,7	0,71	8,372	8,206	2,6	1,59	8,24	21,42	
8	1,9	0	0,9	0	0	2,1	0,8	0,60	1,262	1,683	2,6	0,24	3,17	8,23	

**Tableau 8 :**

	R=	61,25	Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont								K <sub>SS</sub>	2.16		
	r=	49,5									K <sub>AS</sub>	1.36		
	a	0,15												
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	6,125	0	0	4,56	0	55,0	-0,3	0,954	52,488	-16,507	2,6	9,973	6,4207	16,69
-2	6,125	0	0	7,54	0,43	98,1	-0,2	0,980	96,109	-19,618	2,6	18,261	6,2513	16,25
-1	6,125	0	0,5	7,98	1,05	117,4	-0,1	0,995	116,831	-11,742	2,6	22,198	6,1559	16,01
0	6,125	0	0,48	8,98	1,05	129,3	0	1,000	129,336	0,000	2,6	24,574	6,1250	15,93
1	6,125	0	4,27	9,3	0,43	151,5	0,1	0,995	150,737	15,150	2,6	28,640	6,1559	16,01
2	6,125	0	5,79	8,99	0	152,1	0,2	0,980	149,023	30,419	2,6	28,314	6,2513	16,25
3	6,125	0	7,45	7,45	0	146,0	0,3	0,954	139,294	43,806	2,6	26,466	6,4207	16,69
4	6,125	0	8,93	7,58	0	158,7	0,4	0,917	145,486	63,495	2,6	27,642	6,6829	17,38
5	6,125	0	10,8	1,96	0	105,0	0,5	0,866	90,945	52,507	2,6	17,280	7,0725	18,39
6	6,125	0,79	9,39	0	0	80,2	0,6	0,800	64,181	48,136	2,6	12,194	7,6563	19,91
7	6,125	2,81	3,35	0	0	59,0	0,7	0,714	42,115	41,280	2,6	8,002	8,5767	22,30
8	3,96	1,87	0	0	0	14,5	0,8	0,600	8,709	11,611	2,6	1,655	6,6000	17,16

**Tableau 9 :**

	R=	63,4	Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont								K <sub>SS</sub>	2.88		
	r=	60									K <sub>AS</sub>	1.82		
	a	0,15												
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-2	5,8	0	0	3,12	0	35,649	-0,200	0,980	34,929	-7,130	2,600	6,636	5,920	15,391
-1	6,343	0	0	5,67	0	70,851	-0,100	0,995	70,496	-7,085	2,600	13,394	6,375	16,575
0	6,343	0	0	7,61	0	95,092	0,000	1,000	95,092	0,000	2,600	18,068	6,343	16,492
1	6,343	0	1,45	7,47	0	104,656	0,100	0,995	104,131	10,466	2,600	19,785	6,375	16,575
2	6,343	0	3,18	6,5	0	106,032	0,200	0,980	103,890	21,206	2,600	19,739	6,474	16,832
3	6,343	0	4,94	4,94	0	100,270	0,300	0,954	95,652	30,081	2,600	18,174	6,649	17,288
4	6,343	0	6,33	2,88	0	85,374	0,400	0,917	78,246	34,149	2,600	14,867	6,921	17,994
5	6,343	0	7,84	0	0	61,167	0,500	0,866	52,972	30,583	2,600	10,065	7,324	19,043
6	6,343	0	5,39	0	0	42,052	0,600	0,800	33,642	25,231	2,600	6,392	7,929	20,615
7	6,343	0	1,62	0	0	12,639	0,700	0,714	9,026	8,847	2,600	1,715	8,882	23,093
8	1,2	0	1,02	0	0	1,506	0,800	0,600	0,903	1,204	2,600	0,172	2,000	5,200