



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

## **Mémoire De Fin D'Etudes**

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
MASTERE EN GENIE CIVIL

**Option : CONSTRCTIONS HYDRAULIQUES ET AMENAGEMENTS**

### **THEME**

**ETUDE HYDROLOGIQUE DU BARRAGE DE SOUK TLETA  
DIMENSIONNEMENT DE SES OVRAGES ANNEXES  
(W.TIZI OUZOU)**

**Présenté par :**

**M<sup>me</sup> KENDRICHE SARAH  
Épouse MAATAR**

**Proposé par: ANBT**

**Promoteur : M<sup>r</sup> GABI SMAIL**

**Co-promoteur : M<sup>r</sup> TABBOU RACHID**

## **REMERCIEMENTS**

A terme de mon travail, je remercie avant tous le Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage durant toutes mes années d'études et pour accomplir ce travail.

J'exprime ma profonde reconnaissance à mes très chers père et mari respectifs qui sont la plus grande force qui me pousse à réussir et qui sont toujours présent à chacun de mes pas ,eux qui mont aidé à me relever après chacun de mes échecs et de m'avoir encouragé et soutenus afin d'arriver à ce jour.

Je remercie chaleureusement mon promoteur Mr GABI SMAIL et mon co-promoteur Mr TABBOU RACHID pour avoir eu foi en moi et pour m'avoir guidé et aidé tout au long de mon travail montrant une grande disponibilité à mon égard.

Mes remerciements vont également au personnel du projet de réalisation du barrage Souk Tleta à TiziOuzou pour le temps qu'ils mont consacré les conseils et les encouragements qu'ils mont adressé et pour leur aide en matière de documents techniques durant mon stage et spécialement Mr TABBOU.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui de près ou de loin ont par leur présence leurs compétences et leurs commentaires contribué à l'élaboration et la bonne conduite de ce projet je remercie aussi tous mes enseignants du primaire jusqu'à aujourd'hui de m'avoir aidé à apprendre et à enrichi mes connaissance pas à pas.

*Merci ...*

## **DEDICACES**

### ***A la mémoire de ma chère mère :***

Qui est toujours dans mon esprit et dans mon cœur, je te dédie aujourd'hui ma réussite que Dieu, le miséricordieux t'accueille dans son éternel paradis. J'espère que tu es fière de moi.

### ***A mon très cher père :***

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bien vaillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

### ***A mon affectueux mari :***

Ta bonté, ton précieux soutien, ton encouragement tout au long de mes années d'étude, ont été pour moi l'exemple de persévérance. Je trouve en toi le conseil du frère et le soutien de l'ami. Aucune dédicace ne peut exprimer ma gratitude de t'avoir comme mari.

### ***Ames proches***

***A tous ce qui m'ont soutenu***

***Je dédie ce travail.***

# SOMMAIRE

## Introduction Générale

### Chapitre I : Etude topographique

<i>I- Introduction</i> .....	1
<i>I.1 Généralités sur les barrages</i> .....	2
<i>I.1.1 Définition</i> .....	2
<i>I.1. 2 But des barrages</i> .....	2
<i>I.2 Situation géographique du site</i> .....	3
<i>I.3 Documentation topographique</i> .....	5
<i>I.4 conclusion</i> .....	5

### Chapitre II : Etudes géologiques et géotechniques

<i>II.1 Introduction</i> .....	7
<i>II.2 Géologie de la région</i> .....	7
<i>II.3 Stratigraphie générale</i> .....	10
<i>II.3.1 Tectonique</i> .....	11
<i>II.3.2 perméabilité, conditions hydrogéologiques</i> .....	11
<i>II. 4 Sismicité régionale et insitu</i> .....	12
<i>II.5 Etude géotechnique</i> .....	13
<i>II.5.1 Aspects géotechniques</i> .....	13
<i>II.5.2 Caractéristiques géotechniques essentielles</i> .....	13
<i>CONCLUSION</i> .....	17

### Chapitre III : Etudes hydrologiques

<i>INTRODUCTION</i> .....	19
<i>III.1 Le bassin versant</i> .....	20
<i>III.1 .1 Caractéristiques générales du bassin versant</i> .....	20
<i>III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant</i> .....	20
<i>III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant</i> .....	21
<i>III.1.3.1 Paramètres géométriques</i> .....	21

<b>Superficie du bassin versant.....</b>	<b>21</b>
<input type="checkbox"/> Périmètre du bassin versant.....	21
<b>III.1.3.2 Paramètres de forme.....</b>	<b>21</b>
<input type="checkbox"/> Indice de compacité de Gravellius "Kc".....	21
<input type="checkbox"/> Rectangle équivalent ou Rectangle de Grave lieux.....	22
<input type="checkbox"/> Coefficient d'allongement.....	23
<b>III.1.3.3 Paramètres du relief.....</b>	<b>24</b>
<input type="checkbox"/> Courbe hypsométrique.....	24
<input type="checkbox"/> <b>Les altitudes caractéristiques.....</b>	<b>25</b>
<input type="checkbox"/> Altitude moyenne du bassin versant.....	26
<input type="checkbox"/> Indice de pente global.....	27
<input type="checkbox"/> Indice de pente moyenne Ipm.....	28
<input type="checkbox"/> Indice de pente ROCHE Ip.....	28
<input type="checkbox"/> Dénivelée spécifique.....	29
<input type="checkbox"/> Pente moyenne du bassin versant.....	30
<b>III-1.3.4 Caractéristiques hydrographiques.....</b>	<b>31</b>
<input type="checkbox"/> <b>le réseau hydrographique.....</b>	<b>31</b>
<input type="checkbox"/> <b>Densité de drainage.....</b>	<b>32</b>
<input type="checkbox"/> Longueur moyenne des versants.....	36
<input type="checkbox"/> Temps de concentration.....	36
<input type="checkbox"/> Vitesse moyenne de ruissellement :.....	37
<input type="checkbox"/> Coefficient de sinuosité :.....	38
<b>III.1. 3.5 La Pluviométrie.....</b>	<b>39</b>
<b>III.1. 3.6 Morphologie et temps de concentration.....</b>	<b>40</b>
<b>III.1. 3.7 Climatologie.....</b>	<b>40</b>
<b>III.1. 3.8 Données hydrologiques.....</b>	<b>42</b>
<b>a) Inventaire.....</b>	<b>42</b>
<b>b) Données CRU.....</b>	<b>44</b>
<b>c) Validité des mesures pluviométriques.....</b>	<b>44</b>
<b>III.1. 3.9 Critique des stations hydrométriques.....</b>	<b>45</b>
<b>a) Courbes de tarage de l'Oued Bougdoura.....</b>	<b>45</b>
<b>b). Cohérence des mesures aux stations 02-19-09 et 02-19-05.....</b>	<b>45</b>
<b>III.1. 3.1 Estimation Des Apports.....</b>	<b>47</b>
<b>a) Pluies mensuelles.....</b>	<b>48</b>
<b>b). Stationnarité.....</b>	<b>52</b>
<b>c).Apports moyens mensuels aux stations hydrométriques.....</b>	<b>52</b>

d). Reconstitution d'une chronique d'apports au barrage de Souk Tleta.....	54
e) . Modèle GR2M.....	55
f)-. Calage du modèle pluie-débit .....	56
g)-. Contrôle sur la période 1991-1994.....	58
H)-.Chronique de débits reconstitués pour la retenue de Souk Tleta.....	59
III.1. 3.11 Détermination des crues extrêmes.....	69
III.1. 3.12 Forme des hydrogrammes de crue .....	80
III.1. 3.13 Estimation des crues courantes.....	81
III.1. 3.14 Extrapolation aux crues extrêmes .....	83
III.1. 3.15 Quantiles de crues .....	90
III.1. 3.16 Hydrogrammes de crue .....	91
III.1. 3.17 Courbe Hauteur-Volume Surface .....	94
III.2 Apports solides et l'estimation du volume mort .....	94
III.3 Etude des crues .....	96
III.4.Hydrogramme de crue .....	97
III.5 Choix de la crue de projet et crue de chantier .....	99
III.6 Régularisation.....	105

## Chapitre IV :Dérivations provisoires

IV. Introduction.....	111
IV.1 Type d'ouvrages de dérivations provisoire .....	112
IV.2 Choix de la crue de dimensionnement.....	113
IV.3.1 Les galeries de dérivation .....	113
a- l'écoulement à surface libre.....	113
IV.3.2 Le batardeau .....	118
a- La revanche du batardeau : .....	119
b- Calcul de la largeur en crête du batardeau : .....	119
IV.3.3.Calcul d'optimisation de la dérivation .....	119
IV.4 Construction du batardeau.....	123
IV.5 Ouvrage de restitution .....	124
Conclusion .....	125

## Chapitre V: Etude de vidange de la fond et de la prise d'eau

Introduction .....	127
V.1 Ouvrage de vidange de fond .....	127

<b>V.2 Choix de la variante</b> .....	128
<b>V.2.2 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange</b> .....	128
<b>V.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange</b> .....	129
<input type="checkbox"/> Calcul du débit de vidange .....	129
<input type="checkbox"/> Calcul de la section de la vidange de fond et son diamètre.....	129
<b>V.3. Dimensionnement de la vidange de fond - vannes.</b> .....	130
<b>V.3. 1. Configuration</b> .....	130
<b>V.3. 2. Débit :</b> .....	133
<b>V.3. 3. Pertes de charge :</b> .....	134
<input type="checkbox"/> Prise d'eau.....	135
<input type="checkbox"/> Coude à 90° .....	136
<input type="checkbox"/> Divergent carré I rond .....	137
<input type="checkbox"/> Tunnel en charge .....	138
<input type="checkbox"/> Entonnement dans le conduit de vidange.....	138
<input type="checkbox"/> Longueur droite entre l'entrée et la sortie.....	139
<input type="checkbox"/> Vannes .....	139
<input type="checkbox"/> Sortie (divergent).....	140
<input type="checkbox"/> Vannes de service.....	141
<input type="checkbox"/> Somme des pertes de charge et débit résultant.....	141
1.1.2V.3. 4. Vérification du débit au niveau des vannes : .....	142
<input type="checkbox"/> <b>CONCLUSION</b> .....	143

## Chapitre VI : Organisation de chantier

<b>V.1 Introduction</b> .....	148
<b>VI.1 Succession des travaux</b> .....	148
<b>VI.1.1 Travaux préparatoires</b> .....	148
<b>VI.1.2 Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)</b> .....	149
<b>VI.2 Planification</b> .....	152
<b>VI.2.1 Définition</b> .....	152
<b>VI.2.3 Construction du réseau</b> .....	152
<b>VI.2.4 Planification du projet</b> .....	154
<b>VI.2.5 Détermination du chemin critique</b> .....	155
<b>VI.3 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes</b> .....	157

## Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

<b>VII. 1 Introduction</b> .....	161
<b>VII.1 Comite de sécurité</b> .....	161
<b>VII.2 Instructions structurelles sur la sécurité</b> .....	161

<i>VII.3. Causes des accidents de travail.....</i>	<i>162</i>
<i>VII.4 Causes des maladies professionnelles .....</i>	<i>163</i>
<i>VII.5 Conditions dangereuses dans le chantier.....</i>	<i>164</i>
<i>VII.6 Actions dangereuses .....</i>	<i>164</i>
<i>VII.7 Methodes et moyens de prévention.....</i>	<i>165</i>
<i>VII.8 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation .....</i>	<i>165</i>
<i>Conclusion .....</i>	<i>167</i>
<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>167</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>168</b>

## LISTE DES FIGURES

Figure I- 1: Situation de l'ouvrage.....	4
Figure II- 1: Carte géologique du Djurdjura et de la dépression de Boghni-Ouadhia .....	8
Figure II- 2: coupe géologique « oued bou-gdoura ».....	8
Figure II- 3: coupe géologique « rive gauche » .....	9
Figure II- 4: coupe géologique « rive droite » .....	9
Figure II- 5: Carte de zonage sismique du territoire algérien .....	13
Figure III- 1:Rectangle équivalent .....	23
Figure III- 2: Courbe hypsométrique .....	26
Figure III- 3 : RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT.....	33
Figure III- 4 : Bassin versant de oued bougdoura.....	34
Figure III- 5: Bassin versant du barrage de Souk-Tleta et localisation des différentes stations .....	35
Figure III- 6 : Bassin versant du barrage de Souk-Tleta et localisation des différentes stations .....	39
Figure III- 7 : Précipitation moyenne mensuelle - Poste de Boghni 02-19-03 - 1946-.....	41
Figure III- 8 : Température moyenne mensuelle - CRU - 2000-2016 .....	41
Figure III- 9: Evapo-transpiration potentielle moyenne mensuelle - CRU - 2000- .....	42
Figure III- 10 : Test du double -Cumul - Comparaison des postes 02-19-06 et 02-19-03.....	44
Figure III- 11 : Chronique des débits journaliers aux stations 02-19-05 et 02-19-09 -.....	46
Figure III- 12 : Chronique des débits mensuels aux stations 02-19-05 et 02-19-09 -.....	47
Figure III- 13: Comparaison des pluies mensuelles au poste 02-19-03 avec les .....	48
Figure III- 14 : Comparaison des pluies mensuelles au poste 02-19-03 et 02-19-02.....	49
Figure III- 15: Pluies mensuelles moyennes - Chronique de référence .....	51
Figure III- 16 : Stationnarité de la pluviométrie annuelle - Chronique longue reconstituée au poste de Boghni - 1946-2016.....	52
Figure III- 17 : Débits mensuels moyens - stations 02-19-09 et 02-19-05 .....	53
Figure III- 18 : Lames d'eau ruisselées observées et simulées - Oued Bougdoura à .....	57
Figure III- 19 : Chronique des lames d'eau mensuelles ruisselées observées et simulées .....	57

Figure III- 20 : Chronique des lames d'eau mensuelles ruisselées observées et simulées .....	59
Figure III- 21 : Débit moyen annuel - Ajustement d'une loi statistique.....	66
Figure III- 22 : Ajustement d'une loi de Gumbel - Poste 02-19-03 .....	70
Figure III- 23 : Distributions des pluies journalières maximales annuelles normées aux postes pluviométriques.....	73
Figure III- 24 : Ajustement d'une loi de Gumbel - Echantillon régional constitué à .....	74
Figure III- 25 : Extrait - Carte du b de Montana.....	77
Figure III- 26 : Quantiles des pluies de 1 heure à 24 heures.....	79
Figure III- 27 : Ajustement statistique - Station 02-19-09 et 02-19-05 (Source [2]) .....	82
Figure III- 28 : Quantiles de crue - Méthode du Gradex et modèle du NCRS-CN.....	90
Figure III- 29 : Hydrogrammes de crue - Barrage de Souk Tleta .....	93
Figure III- 30: Courbe Hauteur-Volume-Surface - Retenue de Souk Tleta.....	94
Figure III- 31 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans .....	103
Figure III- 32 : Courbe Hauteur-Volume-Surface - Retenue de Souk Tleta.....	104
Figure IV- 1: Schéma de calcul.....	120
Figure IV- 2: Construction du batardeau .....	123
Figure V- 1 : configuration de la vidange de fond.....	131
Figure V- 2 : Coupe sur vannes de service et de garde.....	132
Figure V- 3 : coupe sur la prise d'eau de la vidange (grille).....	132
Figure VI- 1: Réseau a nœuds.....	156

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau III- 1 : Répartition en % de la surface élémentaire.....	24
Tableau III- 2 : Résultats de calcul .....	25
Tableau III- 3: détermination de la pente Roche Ip .....	29
Tableau III- 4:Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) .....	30
Tableau III- 5 : Evaluation de la pente moyenne. ....	31
Tableau III- 6: Temps de concentration.....	37
Tableau III- 7: caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	38
.Tableau III- 8 : Liste des postes pluviométriques et des stations hydrométriques -Données disponibles ..	42
Tableau III- 9: Méthodes pour combler les lacunes de la série pluviométrique de référence.....	50
Tableau III- 10 : Pluies mensuelles moyennes - Chronique de référence .....	51
Tableau III- 11 : Débits moyens mensuels aux stations hydrométriques (en m <sup>3</sup> /s) .....	53
Tableau III- 12 : Calage du modèle pluie-débit - Oued Boudgoura à RN25 .....	56
Tableau III- 13 : Contrôle du modèle pluie-débit - Oued Boudgoura à RN25 - Période.....	58
Tableau III- 14: Débits moyens mensuels de l'Oued Boudgoura à Souk Tleta - 1946-2015 (en m <sup>3</sup> /s, les années sèches sont indiquées en jaune) .....	60
Tableau III- 15 : Apports moyens mensuels de l'Oued Boudgoura à Souk Tleta - 1946- .....	65
Tableau III- 16: Quantiles des apports annuels à la retenue de Souk Tleta .....	68
Tableau III- 17 : Occurrences des années sèches remarquables .....	68
Tableau III- 18 : Quantiles des pluies journalières et gradex aux postes pluviométriques .....	71
Tableau III- 19 : Quantiles des pluies journalières et Gradex aux postes pluviométriques (en mm).....	75
Tableau III- 20 : Quantiles des pluies journalières - Oued Boudgoura.....	75
Tableau III- 21 : Quantiles des pluies de 1 heure à 24 heures .....	78
Tableau III- 22 : Caractéristiques des hydrogrammes de crue aux stations 02-19-05 et 02-19-09.....	80
Tableau III- 23 : Quantiles des crues courantes et des crues jusqu'à la crue.....	82
Tableau III- 24 : Méthode du Gradex - Quantiles des crues exceptionnelles de .....	85

Tableau III- 25: Paramètres et calage du modèle SCS.....	87
Tableau III- 26: Modèle SCS - Valeur du Curve Number .....	88
Tableau III- 27 : Modèle NCRS-CN avec CN constant - Quantiles des crues .....	88
Tableau III- 28 : Modèle NCRS-CN avec CN variable - Quantiles des crues.....	89
Tableau III- 29 : Quantiles de crue retenus.....	91
Tableau III- 30 : valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité .....	95
Tableau III- 31 : résultat de calcul .....	96
Tableau III- 32: Débits fréquentielles calculés .....	97
Tableau III- 33 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	99
Tableau III- 34 : Crues de projet recommandé. ....	100
Tableau III- 35: Choix de la crue de projet. ....	101
Tableau III- 36 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.....	106
Tableau III- 37: Répartition mensuelle des besoins en eau potable :.....	106
Tableau III- 38: Répartition mensuelle des besoins en irrigation : .....	106
Tableau III- 39 : Répartition mensuelle des besoins totaux(aep+irrigation) :.....	106
Tableau III- 40: Tableau de Radkovitch $r = f(M0)$ : .....	108
Tableau IV- 1: Coefficient de débits.....	115
Tableau IV- 2 : $H_{dév} = f(T)$ .....	117
Tableau IV- 3 : Résultats du laminage.....	118
Tableau IV- 4 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau. ....	119
Tableau IV- 5 : Paramètres de calcul d'optimisation.....	120
Tableau IV- 6: Résultats de calcul d'optimisation .....	122
Tableau V- 1 :somme des pertes de charges .....	141
Tableau VI- 1 : symboles des opération.....	154
Tableau VI- 2 : devis estimatif;.....	157
Tableau VII- 1 : Plan de sécurité;.....	157
Conclusion Générale .....	167
Bibliographie.....	168



## ***INTRODUCTION GENERALE***

Les ressources en eau en Algérie et surtout celle qui coulent en surface constituent l'une des principales richesses sur les quelles reposent la prospérité du pays dans l'avenir, ainsi que la réussite de son développement économique.

Au plan de l'édification, l'exploitation rationnelle des ressources hydrauliques de tout le temps figure parmi les principales préoccupations de la direction politique du pays.

Dans ce cadre la wilaya de TIZI OUZOUa bénéficié d'un programme de construction des barrages afin de combler le déficit en ressources en eau pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation, et parmi ces barrages, on a le barrage de SOUK TLATA sur l'oued de BOU-GDOURA qui sera l'objet d'une étude de Faisabilité et qui va être destiné pour l'alimentation en eau potable de la ville d'ALGER et l'irrigation locaux.

Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes, ces derniers sont nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

# **Chapitre I**

## **Etude topographique**

## I-INTRODUCTION

Avant de commencer l'étude de l'avant-projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site du barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de Perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, qui seront également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

## I.1 GENERALITES SUR LES BARRAGES

### I.1.1 DEFINITION

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné.

En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit par une catastrophe, la plus part de temps.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter de celle donnée par le professeur **H.PRESS de Berlin** : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

### I.1. 2 BUT DES BARRAGES

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues. Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

1. protection contre les crues
2. alimentation en eau potable
3. amélioration de la navigation
4. irrigation
5. production de l'énergie électrique
6. besoins industriels

7. autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement)

## I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE

Le site du barrage de SOUK TLATA sur l'oued de BOU-GDOURA se situe à l'extrémité occidentale de la grande Kabylie à 8,5km de Tizi-Ouzou, à 80 km environ à vol d'oiseaux d'Alger dans la direction Est.

Le réservoir sera constitué de deux branches formées par les vallées de L'ACIF TLATA et du TALA IMEDRENE, qui confluent à l'amont du barrage avec un angle de 30° environ.

La retenue est fermée par une gorge de quelque centaine de mètres de long, site choisi pour le barrage.

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50m. les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroits 2:1 (2 verticalement et 1 horizontalement).

La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 156 m.

En rive gauche, la retenue se prolonge derrière le massif d'appui à l'aval du barrage. la chaîne qui ferme le verrou sur cette rive s'abaisse au-dessous du niveau de la retenue, nécessitant donc la construction d'une digue de col sur toute cette zone de rabaissement.

Les coordonnées Lambert du site selon la carte 1/25000 sont :

$$\mathbf{X = 610\ 4\ m}$$

$$\mathbf{Y = 3761\ m}$$

$$\mathbf{Z = 64\ m\ NGA}$$

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (I.1).



### **I.3 DOCUMENTATION TOPOGRAPHIQUE**

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- 2 Cartes topographique Ech 1 :25 000

- Levé topographique du site du barrage Ech 1:500

### **I.4 CONCLUSION**

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage.

Il est judicieux de profiter des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

**Chapitre II**  
**Etudes Géologiques et Géotechniques**

---

## II.1 INTRODUCTION

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique et géotechnique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement et géotechniquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction. La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le but de cette étude est d'étudier la géologie et la géotechnique du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques :

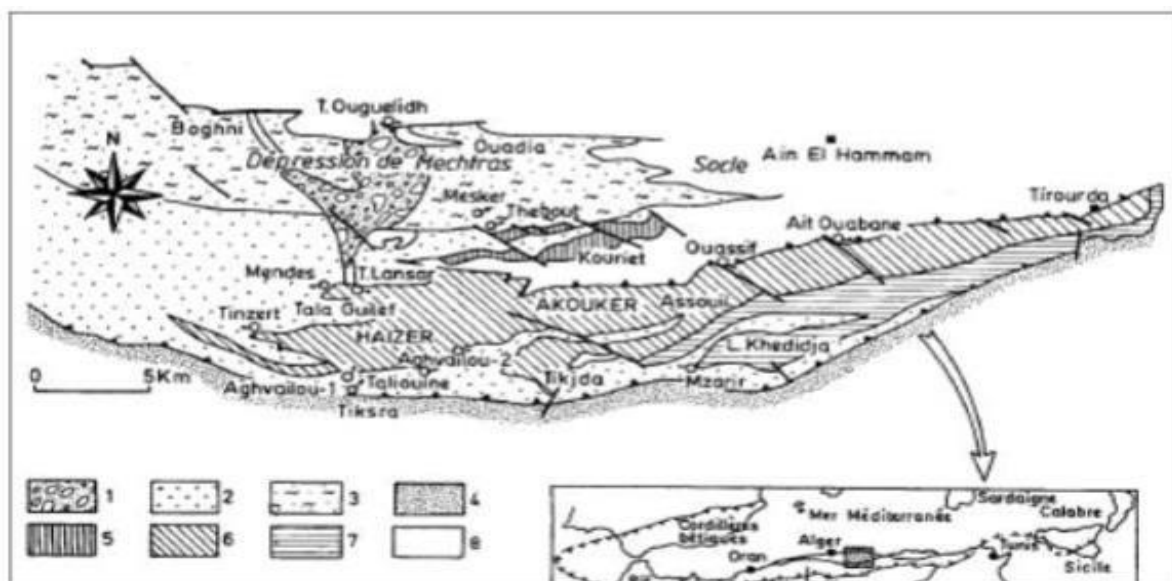
- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

## II.2 GEOLOGIE DE LA REGION

Le site de souk Tlata se trouve sur le bord Méridionale du bassin sédimentaire du miocène inférieur terminal de TIZI OUZOU.

Ce bassin formé par une série épaisse de dépôts gréseux, poliquite et marneux, appartient à l'ancien golfe miocène de la basse Kabylie, qui est la terminale sens orientale du grand bassin sédimentaire de la Mitidja.

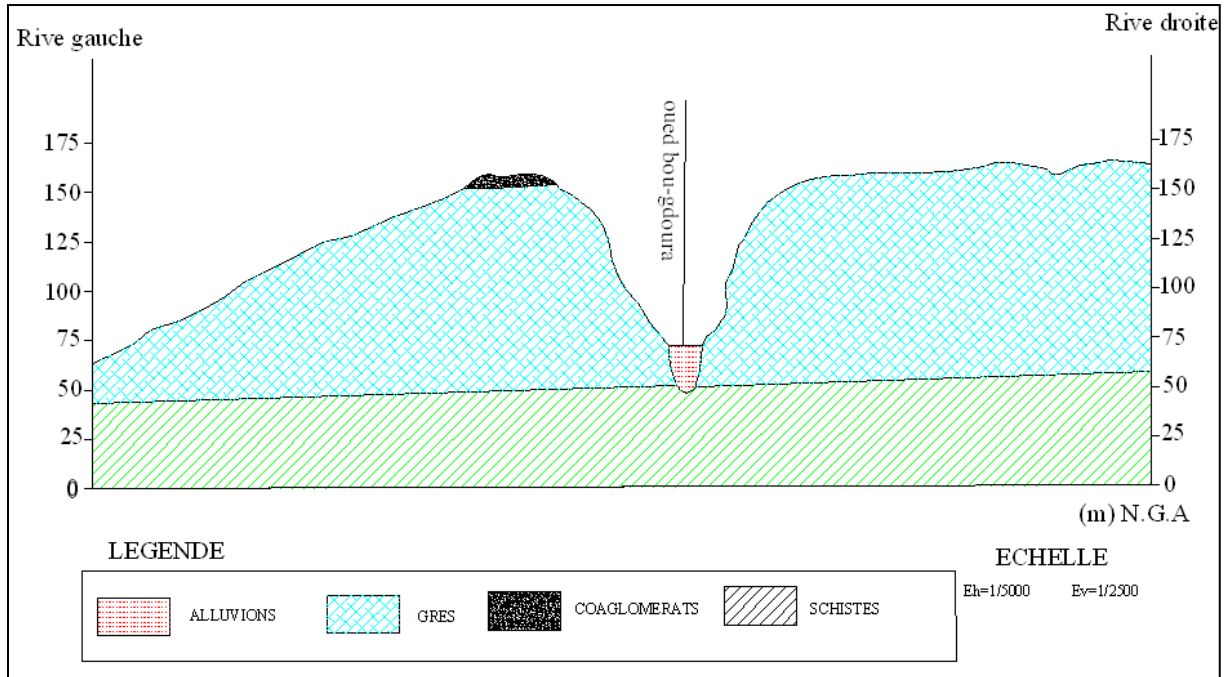
Les coupes géologiques sont représentées dans les figures (II.1) ; (II.2), (II.3) et (II.4) :



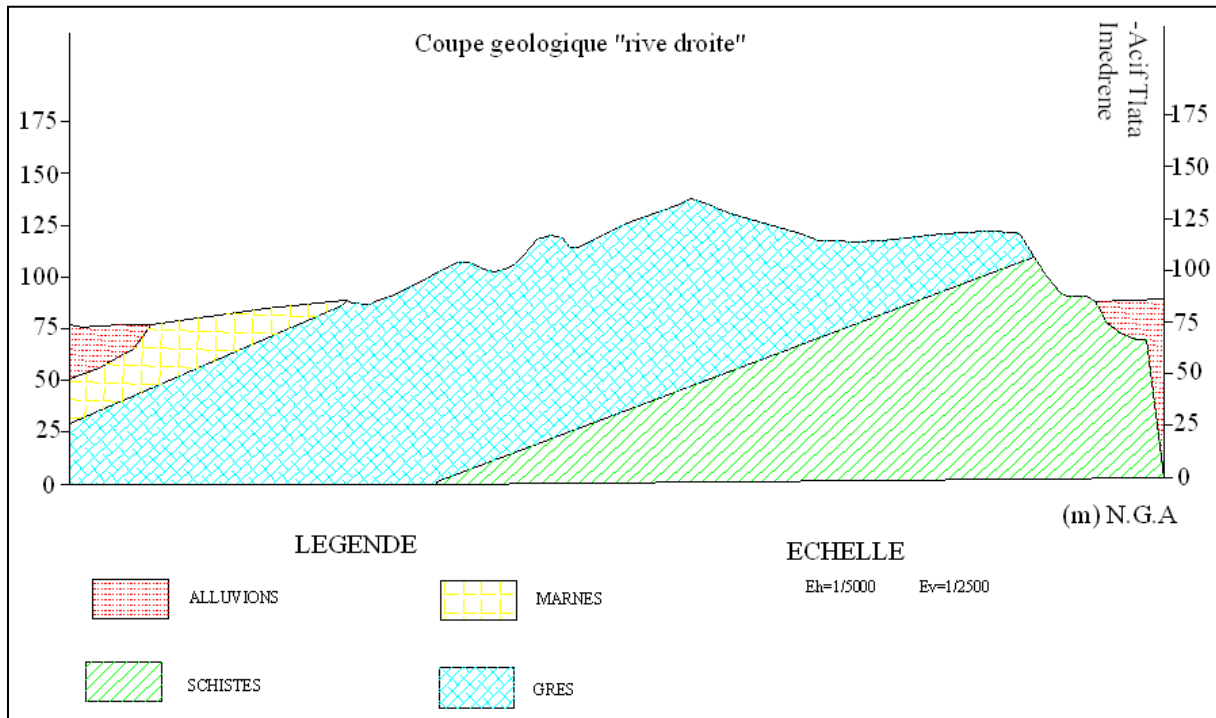
## Chapitre II Etudes géologiques et géotechniques

1: Cône de déjection quaternaire de Mechtras      2: Couverture mollassique éocène-oligocène de la  
Dorsale de Kabylie 3: Flyschs Nord-Kabyles 4: Flyschs Sud-Kabyles      Dorsale calcaire 5: interne,  
6: médiane, 7: externe 8: Socle-Kabyle

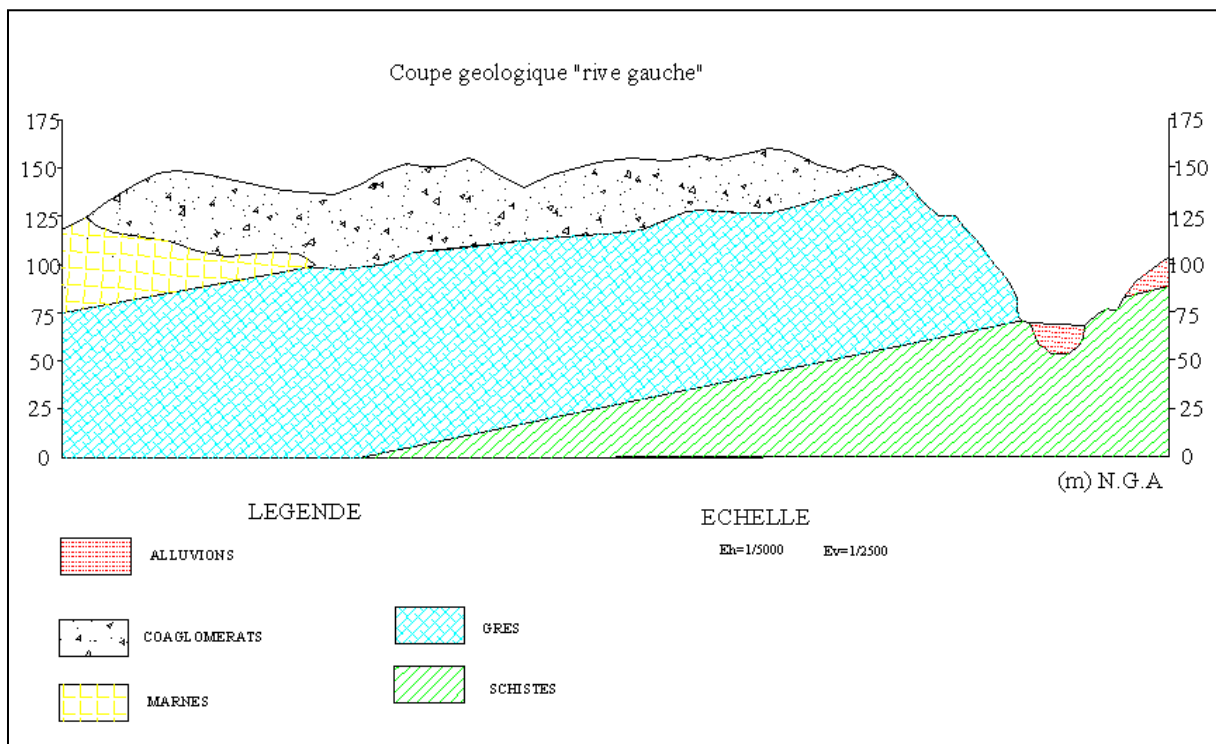
**Figure II- 1: Carte géologique du Djurdjura et de la dépression de Boghni-Ouadhia**



**Figure II- 2: coupe géologique « oued bou-gdoura »**



**Figure II- 3: coupe géologique « rive gauche »**



**Figure II- 4: coupe géologique « rive droite »**

Dans la zone du barrage, les sédiments burdigaliens recouvrent avec un faciès transgressif le terrain enté-miocène du socle métamorphique primaire. Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de Souk Tlata, occupant une vaste surface jusqu'au pied de la chaîne calcaire du Djurdjura.

La région est drainée par l'oued SEBAOU et ses affluents.

La plus grande partie des versants est couverte de sol éluviaux et colluviaux.

La région étudiée et réputée de moyenne sismicité se trouve à une bonne distance des failles sismiques connues, par conséquent le risque de tremblement de terre de très forte intensité est réduit.

Néanmoins, vu l'importance de l'ouvrage une étude sismique poussée a été menée au niveau du site du barrage, dont les conclusions ont été prises en compte au niveau du dimensionnement du barrage.

### II.3 STRATIGRAPHIE GENERALE

Dans la zone de barrage, les sédiments burdigaliens recouvrent avec un faciès transgressif et discordant les terrains enté-miocène du socle métamorphique primaire. Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de SOUK TLATA, et occupent une vaste surface jusqu'au pied de la chaîne de Djurdjura.

La transgression est marquée par une série de conglomérats de base formée par quelque mètre de poudingues localement grossier, suivis de grès fins siltites fines en alternance.

Le burdigalien présente deux faciès qui passent latéralement de l'un à l'autre.

- Grès plus ou moins fins, tendre, à ciment carbonatique.

- Pelites plus ou moins carbonatiques

En dessous on rencontre les terrains qui appartiennent à la série cristallophyllienne terminale du socle gressivique est magmatique de la grande Kabylie. Dans la zone du barrage ces terrains sont représentés immédiatement sous le burdigalien par des phyllades.

### II.3.1 TECTONIQUE

Les sédiments burdigalien forment une structure mono climatique plongeant vers le nord avec un pendage (15 ; 20)%.

Il s'agit d'une structure tectonique en forme « Hors » et « Graben » due aux mouvements épirogéniques de la néotectonique dispensiez tardopliocene et poste-astienne, qui intéresse même les poudingues pliocène.

Par l'analyse des photos aériennes, on constate la présence d'un réseau dense de linéaments qui peuvent être attribués aux diaclases géantes ou aux failles subverticales déjà mentionnées.

### II.3.2 PERMEABILITE, CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUES

Pour les alluvions de l'oued BOUGDOURA, K varie entre ( $5.10^{-1}$  ET  $5.10^{-6}$ ) cm/s ce qui met en évidence l'hétérogénéité du sol, confirmée également par les courbes granulométriques

Les coefficients K des poudingues pliocènes, qui suivent assez bien une distribution normale, montrent des faibles perméabilités ( $5.10^{-1}$  et  $5.10^{-7}$ ) cm/s, dues surtout au degré élève de consolidation et une certaine cimentation.

En ce qui concerne les grés, les nombreux essais exécutés montrent que la différence de perméabilité entre les deux versants de l'oued Bougdoura est faible. En général, la formation gréseuse est très perméable ; en effet 74% des essais présentent un coefficient de perméabilité supérieur a  $1.10^{-5}$  cm/s et 30% donnent des absorptions d'eau élevées (K supérieur a  $1.10^{-4}$  cm/s).

La série des conglomérats de base ainsi que les phyllades doivent être considérées comme peu perméable par porosité. Toutefois ces formations ainsi fracturées ; les essais d'eau en pression dans les phyllades ont en effet donnent des valeurs de K entre ( $1.10^{-4}$  et  $1.10^{-5}$ ) cm/s et entre ( $1.10^{-5}$  et  $5.10^{-6}$ ) cm/s.

Les fractures et les contacts stratigraphiques sont donc des chemins potentiels de fuite de l'eau de réservoir. Toutefois, à cet égard, c'est dans les collines de rive gauche que les risques sont les plus élevés .en effet, le phénomène le plus important du site du barrage est la vallée epigénétique (colmatée par les poudingues pliocènes) qui traverse obliquement la colline susmentionnée.

### II. 4 SISMICITE REGIONALE ET INSITU

D'après les données historique, la zone du barrage appartient à une région sismo-tectonique de moyenne activité .en effet, elle se trouve loin des grands bassins sédimentaires, subsidents encore aujourd'hui du miocène inférieur (CHELIFF, MITIDJA, SOUMMAM HODNA) qui sont le centre des foyers sismiques les plus dangereux en Algérie.

Néanmoins le site du barrage n'est pas très distant des accidents tectoniques transversaux de direction N°140 et N°75 qui ont joué un rôle important dans les chaines atlassiques pendant le paroxysme miocène et les soulèvements épirogéniques post-burdigalien, comme par exemple, les transversales de BUIRA/ISSER et du DJURDJURA/BEJAIA.

Par conséquent il est possible que la zone du barrage de Souk Tlata puisse ressentir bien qu'affaiblies par la distance, les secousses des séismes des régions sismotectonique actives environnantes.

D'après les données historiques, il faut s'attendre, dans la zone du site du barrage a des tremblements de terre :

- légers (IMM= I - III) avec une fréquence biennale
- moyens (IMM=IV –V) avec une fréquence décennale
- forts (IMM=IV – VII) avec une fréquence de 150ans

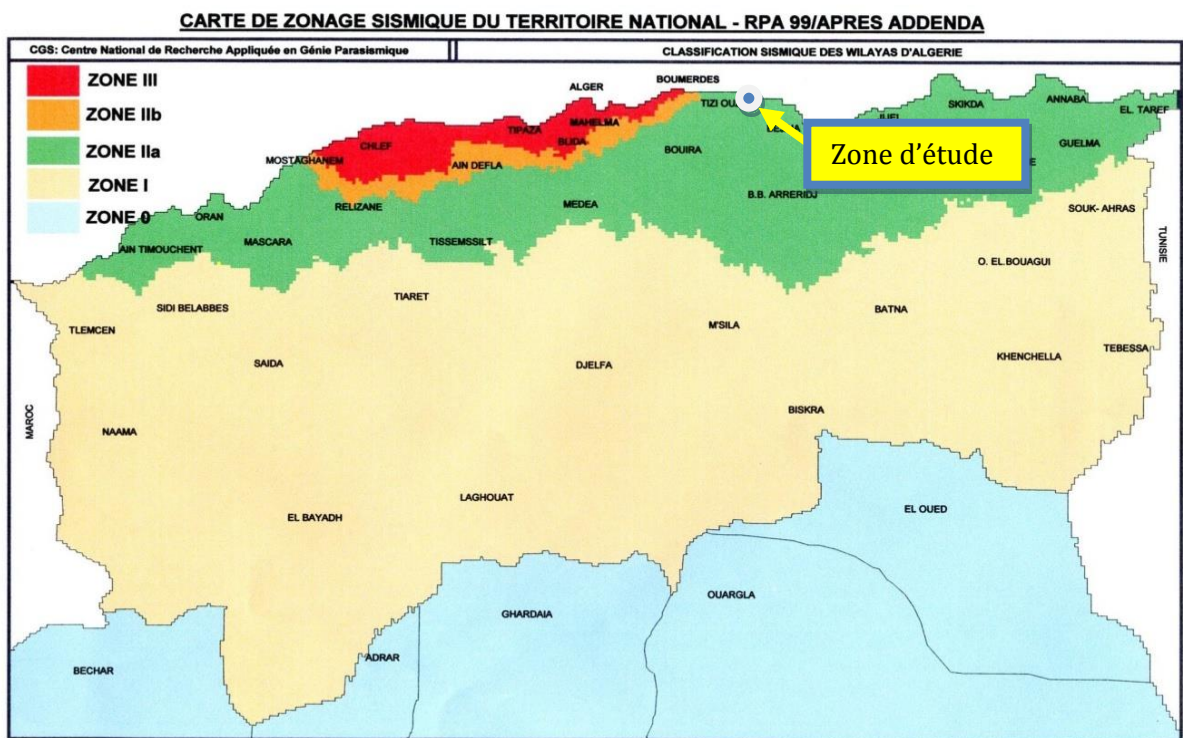
Aucun foyer sismique n'a été enregistré au site du barrage pendant ces dernières 200années dans un rayon de 40Km .des secousses des zones actives environnantes sont, par contre ressenties dans la région de TIZI-OUZOU avec une certaine fréquence, mais avec une faible intensité (I –IV).toutefois, les donnés historiques étant fragmentaires pour les périodes passés, l'on peut supposer que la zone du site a été sollicitée par des secousses d'intensité supérieure aux valeurs indiquées.

## Chapitre II Etudes géologiques et géotechniques

Par conséquent, et après étude complémentaire effectuée au niveau du site du barrage notamment par le CGS en 2014, les accélérations de pointe considérées sont les suivantes :

$$a_{\max} = (0,06 ; 0,16) \text{ g période de retour de 100 ans}$$

$$a_{\max} = 0,37 \text{ g période de retour de 500ans}$$



(Source ANBT Echelle : 1/1000000)

Figure II- 5: Carte de zonage sismique du territoire algérien

## II.5 ETUDE GEOTECHNIQUE

### II.5.1 ASPECTS GEOTECHNIQUES

Pour bien définir les caractéristiques et les comportements mécaniques des sols, nous proposons des paramètres géotechniques qui sont basés sur les résultats de reconnaissances et les essais en laboratoire, sur les observations du comportement des massifs rocheux dans la nature et sur des comparaisons avec les valeurs empiriques. Les caractéristiques géotechniques essentielles de site du barrage sont données ci-dessous

### II.5.2 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ESSENTIELLES

### a)-Colluvions argileuses

#### Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction < 2 micron% :	$X=11\pm 4$
-Limites et indices de consistance %:	$W_l=35,3\pm 6$

$$I_p=16,6\pm 5$$

-Activité colloïdale	$A=1,56\pm 0,9$
-Teneur en matière organique % :	$X=0,93\pm 0,7$
-Classification U.S.C.S.	81% <i>CL</i>

14% *SC-CL*

5% *GC-CL*

#### Paramètres de compactage A.A.S.H.O. Standard

-Densité sèche optimum $t/m^3$ :	$\gamma_d = 1,83\pm 0,05$
-Teneur en eau optimum %:	$W_s=14,7\pm 1,6$

#### Paramètres mécaniques des échantillons compactés à $W_n$ optimum

- Caractéristiques oedométriques:

* Index de compression	$C_c=0,15\pm 0,03$
* Index de gonflement	$C_g=0,018\pm 0,007$
* Coefficient de perméabilité $k$	

Entre 2 et 8 bars  $Cm/s$ :  $K=4x 10^{-5}\pm 3x 10^{-5}$

- Caractéristiques de résistance au cisaillement:

\*Essai triaxial CU + U kg/cm<sup>2</sup>:  $C' = 0,35 \div 0,55$

$\varphi' = 18 \div 19^\circ$

### b)-Alluvions graveleuses de l'Oued Bou Gdoura

#### Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction <0.06 mm %:  $8 \div 23$

-Densité relative naturelle  $DR = 0,59 \pm 0,2$

-Classification U.S.C.S.  $48\% \text{ SC-CL}$

$24\% \text{ GC}$

$4\% \text{ SC}$

#### Paramètres de compactage A.A.S.H.O.Standard

-Densité sèche optimum t/m<sup>3</sup>:  $\gamma_d = 2,13 \pm 0,03$

-Teneur en eau optimum %:  $W_s = 7,3 \pm 0,5$

#### Paramètres mécaniques des échantillons compactés à $W_n$ optimum

- Caractéristiques de résistance au cisaillement:

\* Essai triaxial consolidé et drainé (CD) kg/cm<sup>2</sup>:  $C' = 0$

$\varphi' = 42,5^\circ$

### c)-Grès burdigaliens

#### Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction < 0,06 mm %:  $30 \div 68$

-Limites et indices d'Atterberg %:  $W_L = 27,4$

$I_P = 12,2$

-Teneur en carbonates, à l'exclusion

des lithotypes organogènes % :  $X=13,7\pm 6,5$

-Désagrégation après 70 j. d'immersion 0

### Paramètres de résistance

-Résistance à la compression simple kg/Cm<sup>2</sup>:  $\sigma_c = 102\pm 45$

-Idem, après 10 j d'immersion kg/Cm<sup>2</sup>:  $\sigma_{c10} = 80\pm 38$

### **Remarque**

Les résultats des essais de compression simple sur carottes en conditions naturelles ou après 10 jours d'immersion en eau présentent une forte dispersion. Il faut s'attendre à ce qu'une bonne partie des blocs de roche puisse se désagréger après le compactage du tout-venant gréseux.

### d)-Pélites altérées

### Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction <2 micron % :  $X=25\pm 4$

- Limites et indices d'Atterberg %:  $W_L=44\pm 2,5$

$I_p=22,5\pm 3$

- activité colloïdale  $A= 1,25\pm 0,3$

-Teneur en carbonates % :  $X=16,4\pm 3,2$

-Classification U.S.C.S. CL

-Poids spécifique des grains t/m<sup>3</sup>  $Y_s=2,72\pm 0,04$

-Teneur en eau naturelle  $W=7,55\pm 3,1$

-Densité sèche  $Y_d=2,08\pm 0,2$

## Chapitre II Etudes géologiques et géotechniques

### Paramètres de compactage A.A.S.H.O. Standard

-Densité sèche optimum  $t/m^3$ :  $Y_d=1,73\pm 0,04$


-Teneur en eau optimum %:  $W_s=17,5\pm 1$

### Paramètres mécaniques des échantillons compactés à $W_n$ optimum

- Caractéristiques de résistance au cisaillement:

\* Essai triaxial CU + U  $kg/cm^2$ :  $C'=0,17$

$\varphi'=25^\circ$

 e)-Poudingues pliocènes

### Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction  $<0,06$  mm %:  $4\div 12$

-Limites et indices de consistance %:  $W_L=34,1\pm 2,5$

$I_p=10,5\pm 1,9$

-Classification U.S.C.S. :  $GC$

-Densité sèche naturelle  $t/m^3$ :  $\gamma_d=1,97\pm 1,99$

-Poids spécifique des grains  $t/m^3$ :  $\gamma_s=2,66\pm 0,005$

### Paramètres de compactage A.A.S. H. O. Standard

-Densité sèche optimum  $t/m^3$ :  $\gamma_d=2,27\pm 0,03$

-Teneur en eau optimum %:  $W=4,7\pm 0,8$

-Coefficient de perméabilité au perméamètre

sur échantillons compactes  $cm/s$ :  $k = 2.4 \times 10^{-6} \div 3.3 \times 10^{-6}$

## CONCLUSION

Après l'analyse de toutes les données géotechnique de terrain et de laboratoire, effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du barrage

## Chapitre II Etudes géologiques et géotechniques

---

Souk tlataou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage) on peut faire les conclusions et les recommandations suivant :

L'étanchéité de l'assiette du barrage est assurée par les argiles imperméables.

La couche alluvionnaire perméable (sable, graviers, cailloux) du fond de la vallée nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au substratum sain et imperméable.

Les matériaux argileux colluvionnaires nécessaires à l'étanchéité et la recharge de la digue, seront exploités de la zone d'emprunt située dans la cuvette et ses alentours.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis les carrières calcaires en exploitation, situées dans la région sous forme de blocs.

On peut donc conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage en matériaux meubles sur le site du barrage Oued Bougdoura daïra Draa ben khada, willaya de Tizi ousou.

**Chapitre III**  
**Etude hydrologique**

### INTRODUCTION

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, Cette étude à une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques sont liées aux paramètres hydrologiques.

L'objectif de cette étude est d'établir les éléments hydrologiques nécessaires à l'établissement du projet du barrage, c'est-à-dire l'étude des apports, l'étude des crues rares et l'étude de régularisation visant à définir le dimensionnement optimal du barrage.

### III.1 LE BASSIN VERSANT

#### III.1 .1 CARACTERISTIQUES GENERALES DU BASSIN VERSANT

On appelle bassin versant d'un cours d'eau l'ensemble des terrains tels que les eaux de pluie, qui y tombent et y ruissellent, atteignent finalement le cours d'eau en question. (Soit le point dit l'exutoire ainsi qu'une partie s'infiltré)

Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement.

#### III.1.2 CARACTERISTIQUES PHYSIQUO-GEOGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT

Les travaux sous cité sont effectués sur la carte d'état major à l'échelle 1/25000 ; cette carte nous a permis de délimiter le bassin versant de l'oued BOUGDOURA en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

Ses coordonnées au système Lambert sont :

**X = 610 400 m**

$$Y = 376\ 100\ \text{m}$$

$$Z = 64\ \text{m}$$

### III.1.3 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASIN VERSANT

#### III.1.3.1 PARAMETRES GEOMETRIQUES

##### SUPERFICIE DU BASIN VERSANT

La superficie du bassin versant est mesurée par planimétrie sur la carte topographique au 1/25000 (site du barrage) :

$$S = 465\ \text{Km}^2$$

- **PERIMETRE DU BASSIN VERSANT**

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement par curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

$$P = 138\ \text{Km}$$

##### Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long curvimètre et il est de

$$L=33\ \text{km}$$

#### III.1.3.2 PARAMETRES DE FORME

- **INDICE DE COMPACITE DE GRAVELLIUS "K<sub>C</sub>"**

Cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.1)$$

P: périmètre du bassin versant (Km)

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

## Chapitre III Etude hydrologique

---

Si :  $K_c = 1$  ; le bassin versant est ramassé.

$K_c > 1$  ; le bassin est allongé.

$$K_c = 0,28 \frac{138}{\sqrt{465}} \dots\dots\dots(III.2)$$

AN :  **$K_c = 1.79$**

• ***RECTANGLE EQUIVALENT OU RECTANGLE DE GRAVE LIEUS***

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de

L'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{Et} \quad S = L*l \quad \dots\dots\dots(III.3)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données la resolution de P et S :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots(III.4)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions  $L_r$  ;  $l_r$  :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \quad \dots\dots\dots(III.5)$$

## Chapitre III Etude hydrologique

---

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec  $L_r$  : longueur du rectangle équivalent en (Km)

$l_r$  : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient :

et

**L = 38 Km**

**l = 12.32 Km**

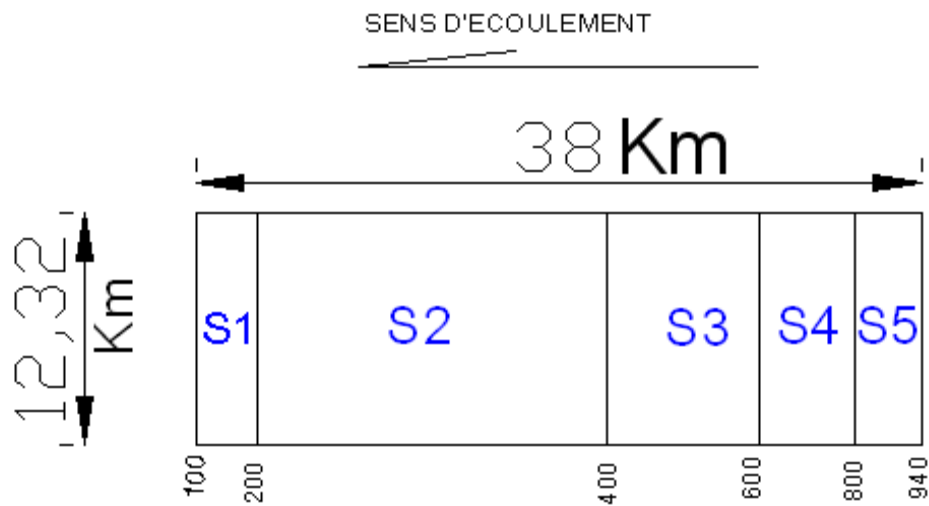


Figure III- 1:Rectangle équivalent

- **COEFFICIENT D'ALLONGEMENT**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(III.7)$$

L : la longueur du talweg principal    L = 33 Km

## Chapitre III Etude hydrologique

S : la superficie du bassin versant.  $S = 465 \text{ Km}^2$

AN :

Ca = 2.34

### III.1.3.3 PARAMETRES DU RELIEF

- **COURBE HYSOMETRIQUE**

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Le tableau III.1 nous donne la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau III- 1 : Répartition en % de la surface élémentaire

Altitude (m)	Altitudes moyenne (m)	S <sub>i</sub> [Km <sup>2</sup> ]	S <sub>i</sub> [%]	S <sub>i</sub> cum [%]
2100-2164	2032	0.15	0.03	0.03
2000-2100	2050	2.123	0.46	0.49
1800-2000	1900	1.85	0.40	0.89
1600-1800	1700	4.185	0.90	1.79
1400-1600	1500	3.2	0.69	2.47
1200-1400	1300	9.36	2.01	4.49
1000-1200	1100	13.24	2.85	7.34
800-1000	900	40	8.60	15.94
600-800	700	46	9.89	25.83
400-600	500	105.62	22.71	48.54
200-400	300	223.89	48.15	96.69
100-200	150	11.03	2.37	99.06
64-100	82	4.36	0.94	100.00

## Chapitre III Etude hydrologique

- **LES ALTITUDES CARACTERISTIQUES**

### L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant

Intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 2164 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 64 \text{ m NGA}$$

Tableau III- 2 : Résultats de calcul

Altitude (m)	Altitudes moyen $H_i$ (m)	$S_i$ [Km <sup>2</sup> ]	$H_i.S_i$ [m.Km <sup>2</sup> ]
2100-2164	2032	0.15	304.80
2000-2100	2050	2.123	4 352.15
1800-2000	1900	1.85	3 515.00
1600-1800	1700	4.185	7 114.50
1400-1600	1500	3.2	4 800.00
1200-1400	1300	9.36	12 168.00
1000-1200	1100	13.24	14 564.00
800-1000	900	40	36 000.00

## Chapitre III Etude hydrologique

600-800	700	46	32 200.00
400-600	500	105.62	52 810.00
200-400	300	223.89	67 167.00
100-200	150	11.03	1 654.50
64-100	82	4.36	357.52

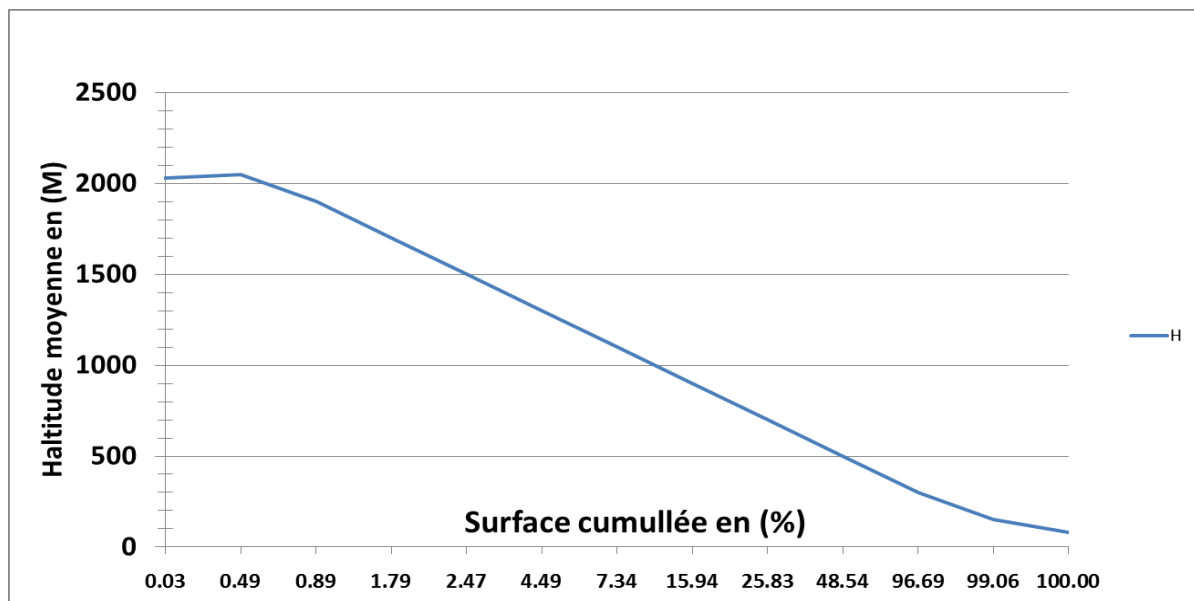


Figure III- 2: Courbe hypsométrique

- **ALTITUDE MOYENNE DU BASSIN VERSANT**

Celle-ci est donnée par deux procédés :

**a - Graphiquement**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface cumulée de 50%.

$$H_{\text{moy}} = 490 \text{ m NGA}$$

## Chapitre III Etude hydrologique

---

**b - Analytiquement:**

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S_{B/V}} \dots\dots\dots(III.8)$$

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

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives (m)

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

$H_{moy} = 512.4 \text{ m NGA}$

### **Altitude médian**

L'altitude médiane est  $H_{med}$  est lue sur la courbe hypsométrique :

$H_{50\%} = 1100 \text{ m NGA}$

- **INDICE DE PENTE GLOBAL**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III-9)$$

Avec:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$H_{5\%} = 1100 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 410 \text{ m}$$

$$D = 690 \text{ m.}$$

## Chapitre III Etude hydrologique

---

L: la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g=18.15$$

- **INDICE DE PENTE MOYENNE IPM**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent..

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III-10)$$

$$I_{pm}=5.67\%$$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

- **INDICE DE PENTE ROCHE IP**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(III-11)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

## Chapitre III Etude hydrologique

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Tableau III- 3: détermination de la pente Roche Ip

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
2100-2164	164	0.15	0.03	4.41
2000-2100	100	2.123	0.69	21.17
1800-2000		1.85	0.58	19.41
1600-1800	200	4.185	0.55	18.90
1400-1600	200	3.2	0.58	19
1200-1400	200	9.36	1.42	30.33
1000-800	140	40	8.6	74.83
800-600	200	60.8	13.07	110.27
600-400	200	98.4	21.16	140.29
400-200	200	225.6	48.52	212.41
200-64	136	40.2	8.65	63.4

**Ip=3.6%**

- **DENIVELEE SPECIFIQUE**

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 :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \dots\dots\dots (III-12)$$

## Chapitre III Etude hydrologique

Tableau III- 4:Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$$D_s = 362.06m$$

Dans notre cas le relief est fort.

- *PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT*

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots (III-13)$$

$\Delta H$  : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$ : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

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

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (III.5).

## Chapitre III Etude hydrologique

Tableau III- 5 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	$\Delta H$	Longueur (km)
1	200	200	3.26
2	400	200	18.21
3	600	200	8
4	800	200	4.9
7	900	200	1.93
8	1100	200	1.3
9	1300	200	1.2
10	1700	200	0.9
11	1900	200	0.2
12	1900	200	0.07

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 38.3 \text{ m/km}$$

### III-1.3.4 CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES

- **LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

## Chapitre III Etude hydrologique

---

- **DENSITE DE DRAINAGE**

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III-14)$$

$\sum L_i$ : longueur total des talwegs d'ordre i en (Km)  $\sum L_i = 16,85$  Km.

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

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$D_d = 0,71 \text{ km/km}^2$
------------------------------

# Chapitre III Etude hydrologique

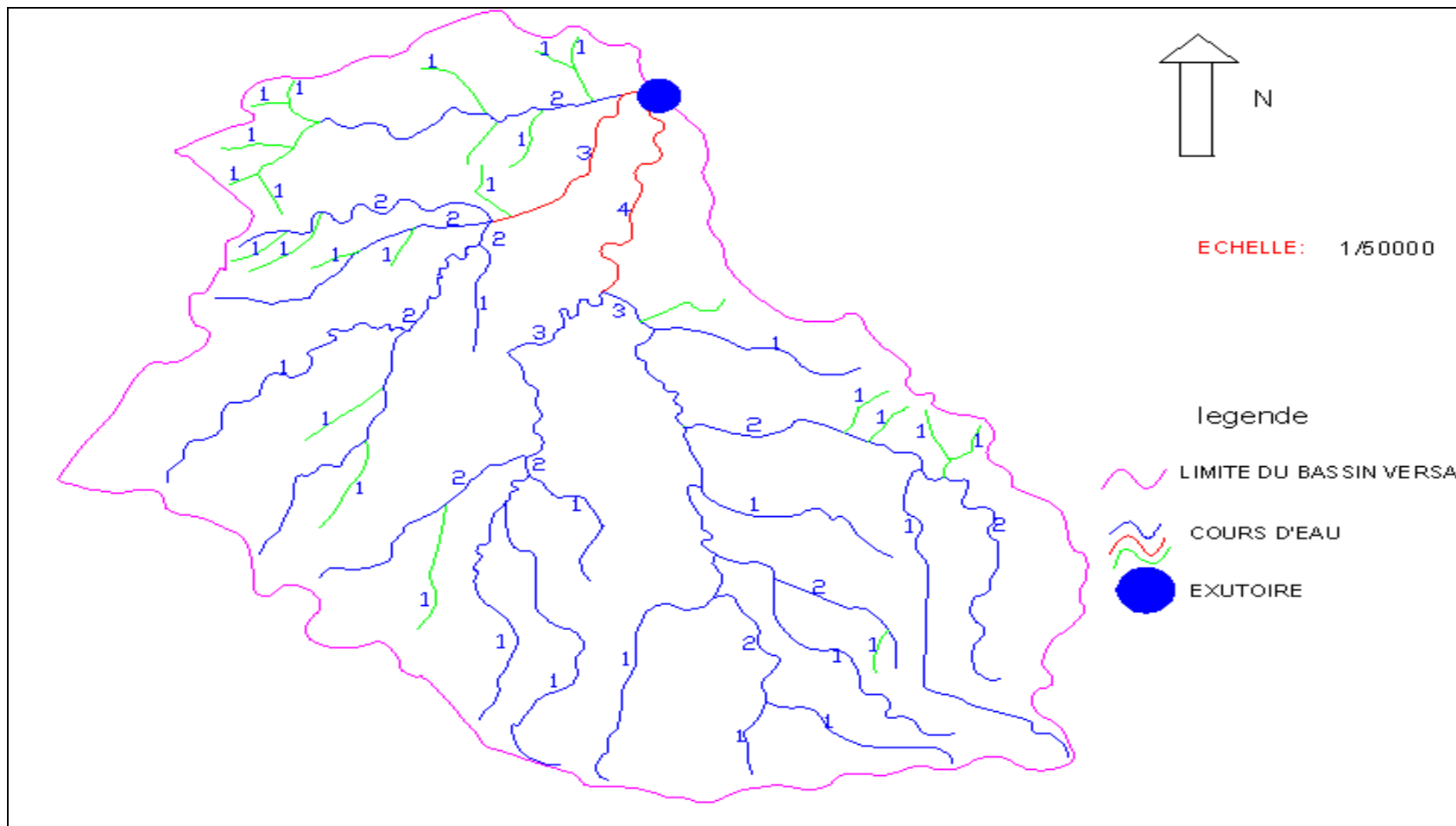


Figure III- 3 :RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

# Chapitre III Etude hydrologique

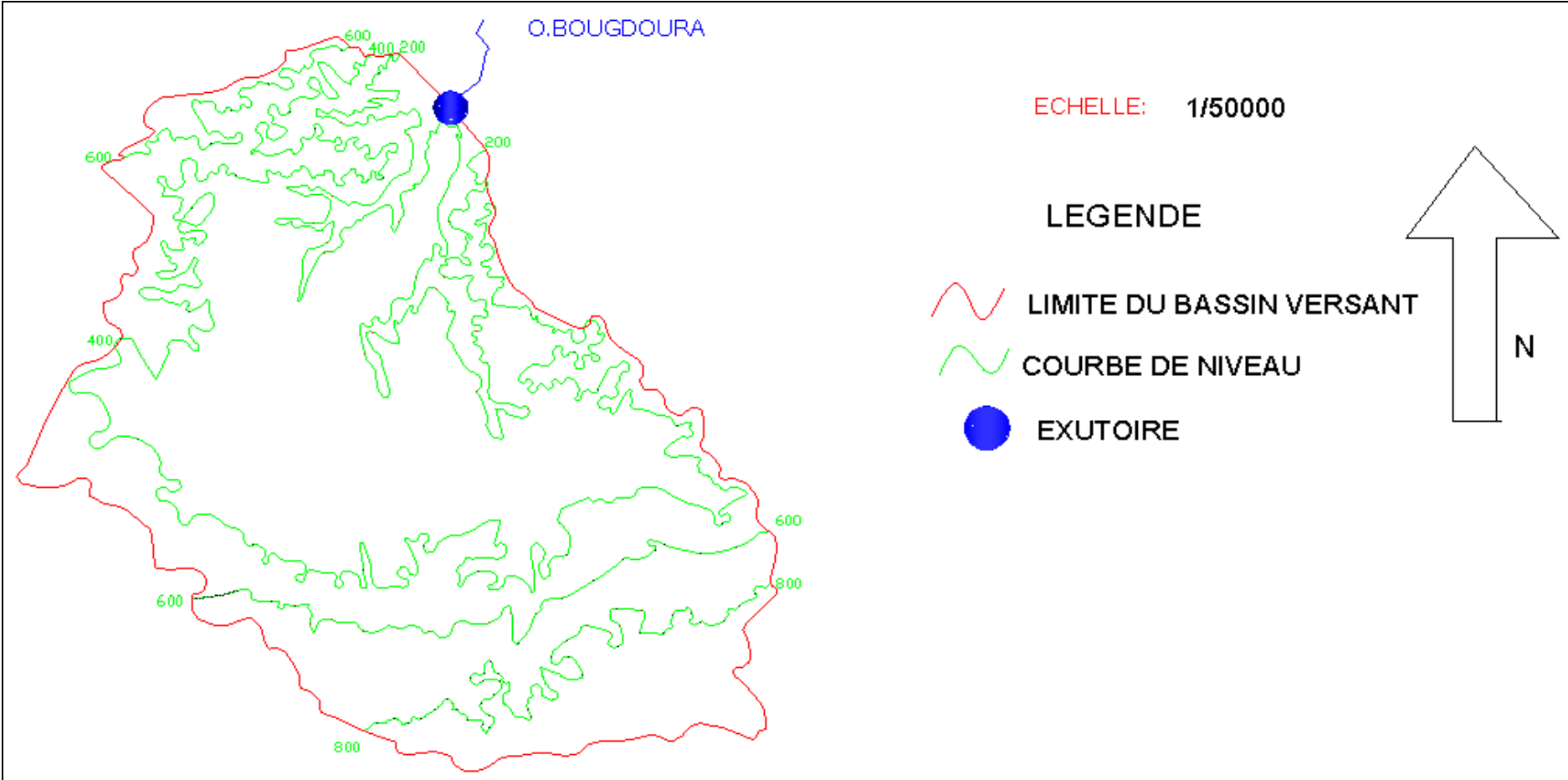


Figure III- 4 : Bassin versant de oued bougdoura

## Chapitre III Etude hydrologique

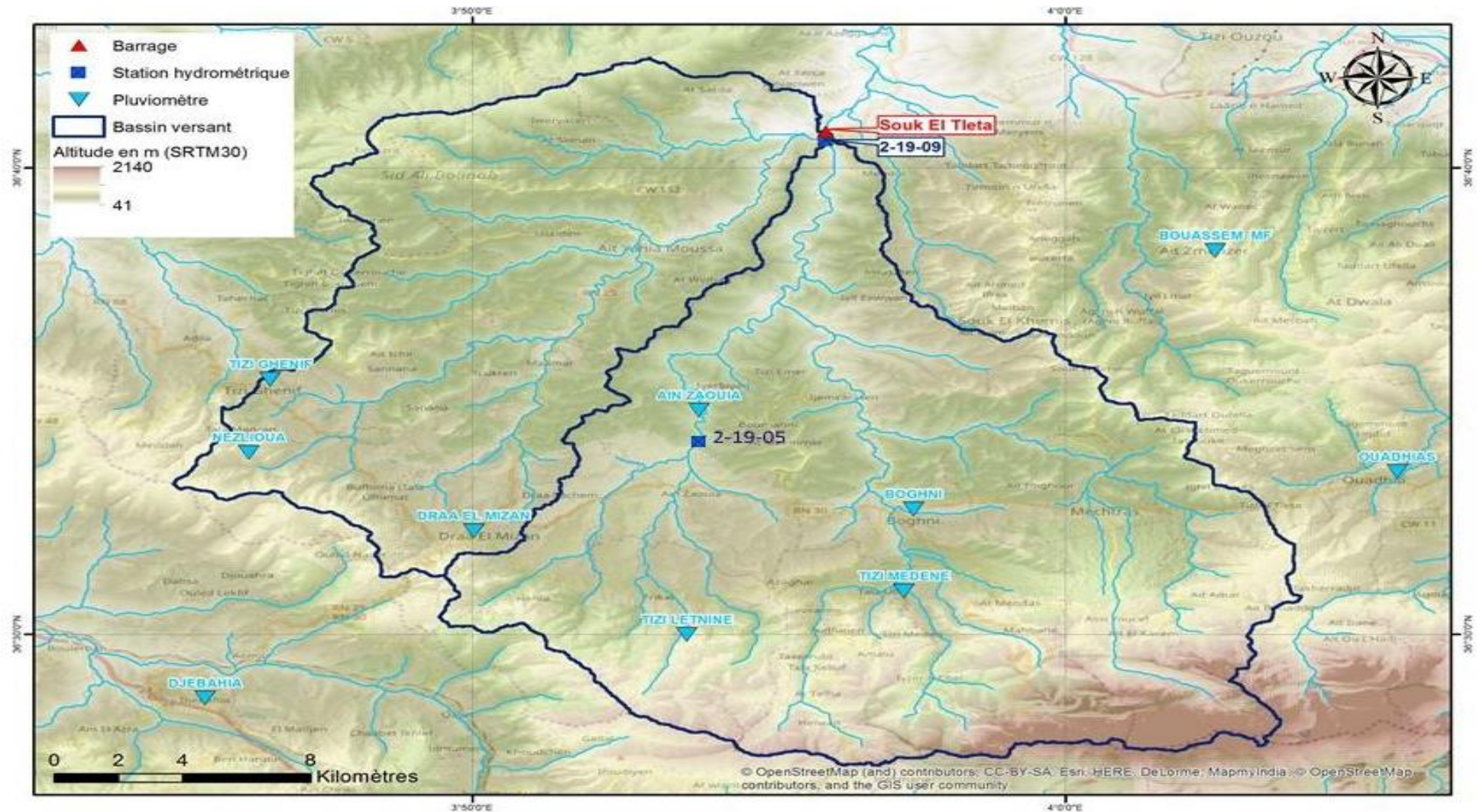


Figure III- 5: Bassin versant du barrage de Souk-Tleta et localisation des différentes stations

- **LONGUEUR MOYENNE DES VERSANTS**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (III-15)$$

$D_d$ : densité de drainage en (km/km<sup>2</sup>).

$L$ : longueur du rectangle équivalent en (km).

**$L_i = 26,76 \text{ km}$**

- **TEMPS DE CONCENTRATION**

Une fois connue la zone où proviennent les eaux de ruissellement, il reste à définir la façon dont ce bassin versant réagit à une pluie. Il importe en particulier de savoir au bout de quelle durée de pluie les eaux provenant de la totalité du bassin versant, atteignant l'exutoire, donnant ainsi le débit maximum. On peut estimer que le débit de la crue est atteint lorsque le temps de concentration est atteint, et ceci par plusieurs formules empiriques tels:

- **Formule de VENTURRA**

$$T_c = \frac{76.3 \cdot \sqrt{A}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (III.16)$$

$A$  : Surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>];

$I$  : pente moyenne du bassin versant en [%];

$T_c$  : temps de concentration en [min].

A.N :

**$T_c = 14.01 \text{ heures}$**

- **Formule de TURRAZA**

$$T_c = 0.0529 \cdot \left(\frac{L}{S}\right)^{1/3} \dots\dots\dots (III.17)$$

1.1.1.1 A.N :

$$T_c = 18.89 \text{ heures}$$

Avec :

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

$S$  : Pente moyenne du cours d'eau principal.

Les résultats de différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant :

**Tableau III- 6: Temps de concentration**

Formule	$T_c$ (heure)
VENTURRA	14.01
TURRAZA	18.89
PASSIN	14.8

**Commentaire :** Pour des raisons de sécurité on opte pour la valeur minimale

$$T_c = 14 \text{ heures}$$

- *VITESSE MOYENNE DE RUISSELLEMENT :*

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (III-19)$$

$L_p$  : longueur du talweg principal.

$T_c$  : temps de concentration.

$$V_r = 2.36 \text{ Km/h}$$

- *COEFFICIENT DE SINUOSITE :*

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots (III-20)$$

$L_d$ : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.  $L_d=38$  km

$L_p$  : longueur du talweg principal.

**$C_s = 1,15$**

**Tableau III- 7: caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant**

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km <sup>2</sup>	465
Périmètre		P	km	138
Longueur du thalweg principal		$L_p$	km	33
Indice de compacité		$K_c$	-	1.79
Coefficient d'allongement		$C_a$	-	2.34
Rectangle équivalent	longueur	$L_r$	km	38
	largeur	$l_r$	Km	12.32
Altitudes	maximale	$H_{max}$	m	2164
	moyenne	$H_{moy}$	m	490
	médiane	$H_{med}$	m	1100
	minimale	$H_{min}$	m	64

Pente moyenne de B.V	$I_{moy}$	%	3.83
Indice de pente globale	$I_g$	%	18.15
Indice de pente moyenne	$I_{pm}$	%	5.67
Indice de pente de M Roche	$I_p$	%	3.6
Densité de drainage	$D_d$	Km/Km <sup>2</sup>	362.06
Temps de concentration	$T_c$	h	14
Vitesse de ruissellement	$V_r$	Km/H	2.36
Coefficient de sinuosité	$C_s$	-	1.15

## III.1. 3.5 LA PLUVIOMETRIE

### III.1. 3.5.1 présentation du bassin versant

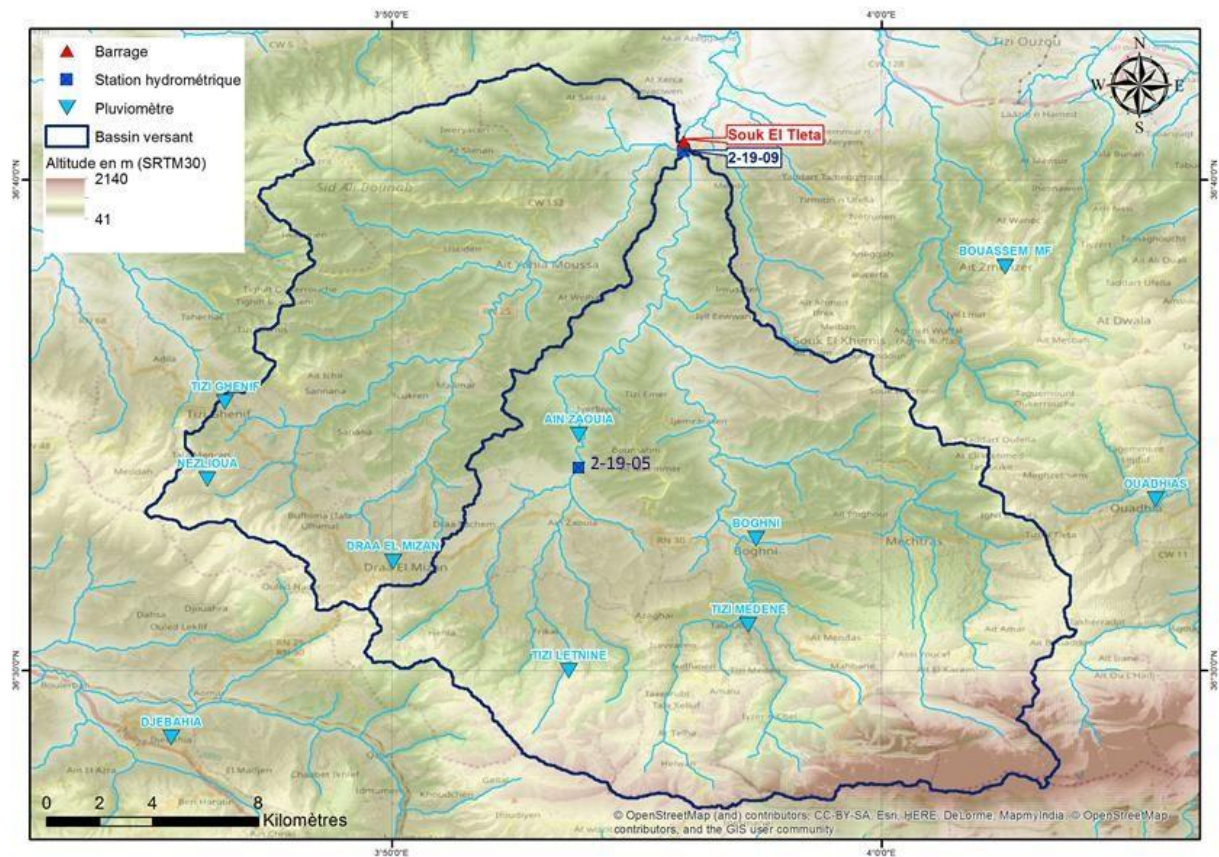


Figure III- 6 : Bassin versant du barrage de Souk-Tleta et localisation des différentes stations

## ***III.1. 3.6 MORPHOLOGIE ET TEMPS DE CONCENTRATION***

Les paramètres morphologiques du bassin versant de l'Oued Bougdoura sont présentés dans le tableau suivant ainsi que les temps caractéristiques, calculés avec des formules classiques après avoir vérifié leur domaine de validité.

L'Oued Bougdoura est très pentu, en tête de bassin versant sur les contreforts du massif de la Djurdjura, avec une pente moyenne supérieure à 20%. En aval de ces montagnes, la pente de l'Oued Bougdoura devient plus modérée tout en restant assez marquée (env. 2,5%). La pente équivalente est estimée à 3,6%.

Les temps de concentration données par les formules sont en moyenne de 14 heures avec une dispersion assez faible.

## ***III.1. 3.7 CLIMATOLOGIE***

Le bassin versant de l'Oued Bougdoura est soumis à un climat marqué par :

- Des précipitations moyennes avec une moyenne interannuelle de 750 mm à Boghni sur la période récente 1945-2012 (cf. Figure 3). Les mois les plus arrosés sont les mois de Décembre et Janvier. Sur les deux premiers mois cités, une partie des précipitations peut être formée de neige sur les plus hauts reliefs.
- Une température mensuelle moyenne oscillant entre 10°C et 25°C avec des minimums ou des maximums qui peuvent être largement en dessous ou au - dessus de ces moyennes.

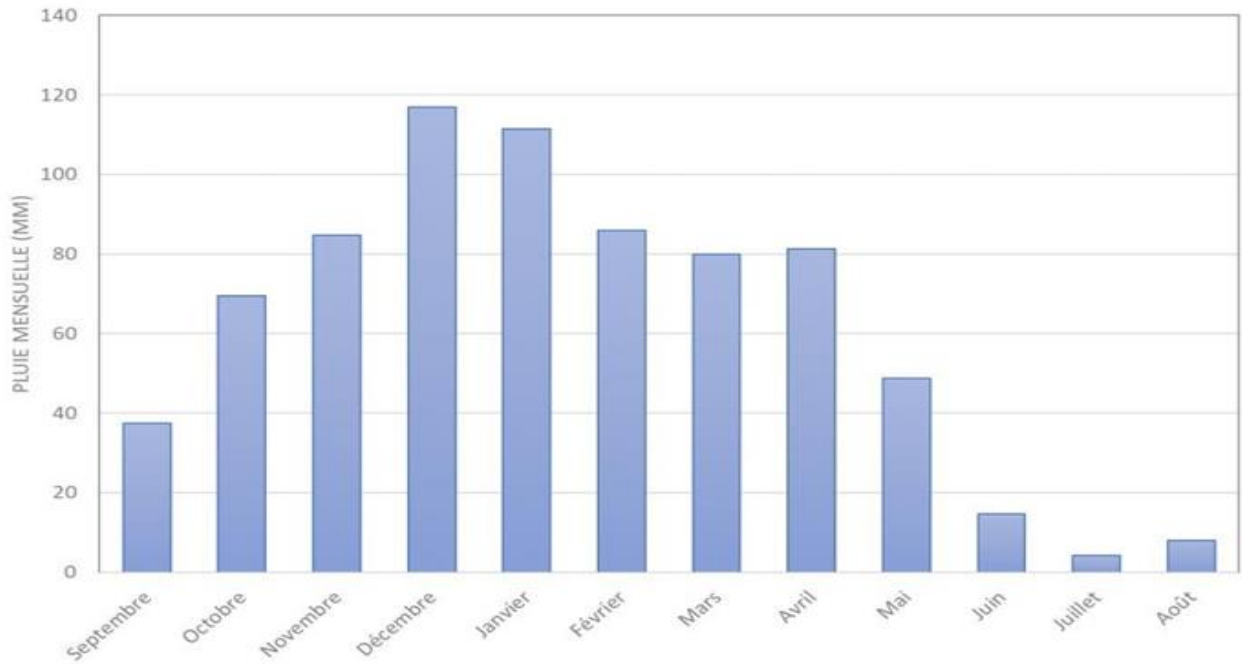


Figure III- 7 : Précipitation moyenne mensuelle - Poste de Boghni 02-19-03 - 1946-

2013

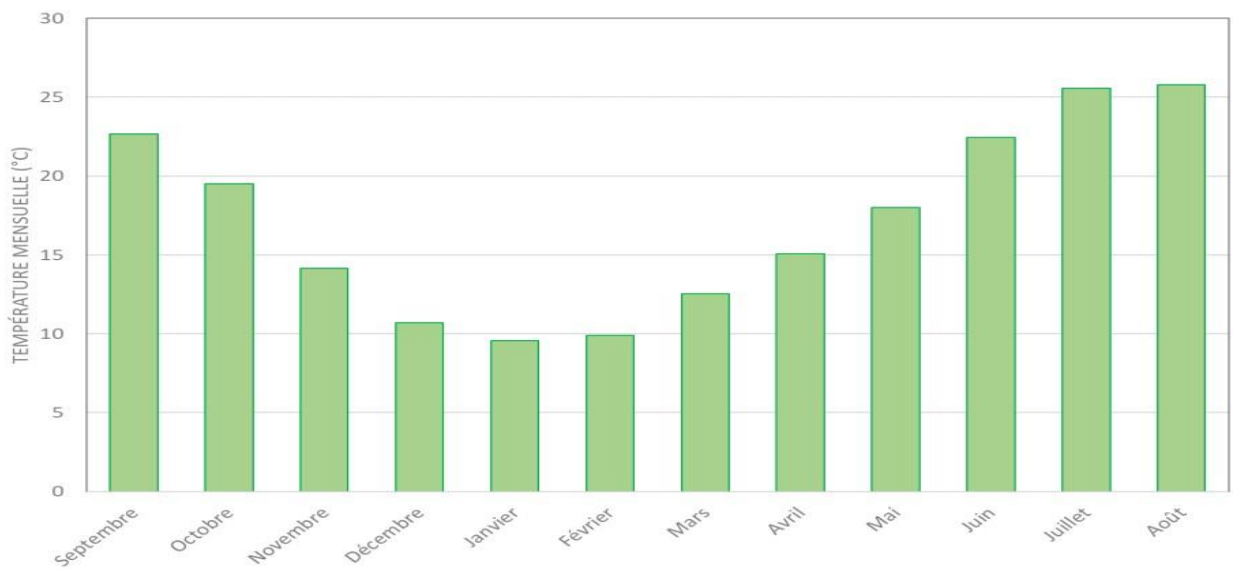
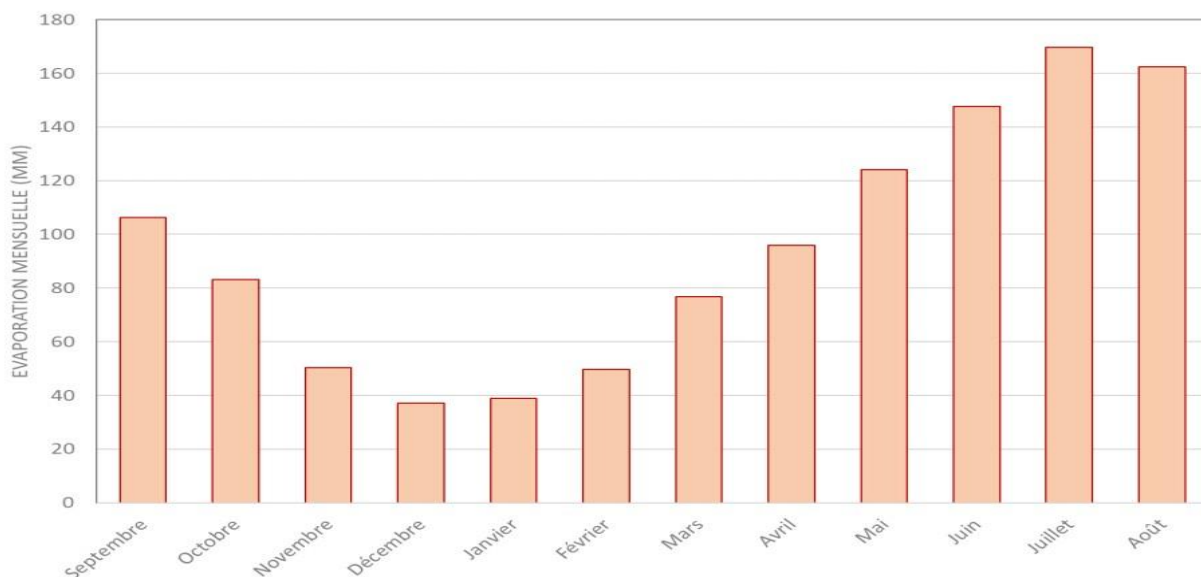


Figure III- 8 : Température moyenne mensuelle - CRU - 2000-2016



**Figure III- 9: Evapo-transpiration potentielle moyenne mensuelle - CRU - 2000-2016**

- L'évaporation est caractérisée par l'évapo-transpiration potentielle (ETP) moyenne mensuelle donnés par le CRU. Sur la période 2000-2016 (cf. Figure 5), la répartition mensuelle montre un maximum pendant la période estivale avec 170 mm pour le mois de juillet et un minimum en décembre et janvier avec des valeurs mensuelles moyennes descendant à 38 mm.

### **III.1. 3.8 DONNEES HYDROLOGIQUES**

#### **A) INVENTAIRE**

Les données pluviométriques et hydrométriques utilisées dans le cadre de cette étude sont inventoriées dans le Tableau .III.8.

.Tableau III- 8 : Liste des postes pluviométriques et des stations hydrométriques -Données disponibles

Type	Code	Nom	Début	Fin	Données disponibles
Pluviomètre	021801	Bouassem	Fev-1940	Aout-2005	Pluie mensuelle Pluie journalière maximale

		Draa Ben			Pluie mensuelle
Pluviomètre	021804		Avril-1969	Juil-2004	
					Pluie mensuelle
Pluviomètre	021805		Juin-1968	Dec-2004	
					Pluie journalière
Pluviomètre	<b>021902</b>		Juillet-1952	Aout-2013	
Pluviomètre	<b>021903</b>	Boghni	Mars-1946	Aout-2013	Lacune sur cinq années cumulées
Pluviomètre	<b>021906</b>		Nov-1967	Aout-2013	
Station hydrométrique	021803	Belloua	Sept-1994	Aout-1999	Débit mensuel
Station hydrométrique	022001	Baohlia	Sept-1994	Aout-1998	Débit mensuel
Station hydrométrique	<b>021905</b>	Ain Zaouia	Sept-1976	Août-1999	Débit journalier
Station hydrométrique	<b>021909</b>	RN25	Sept-1971	Aout-1994	Débit journalier

Le choix des postes pluviométriques et des stations hydrométriques utilisées dans cette étude est guidé par les principes suivants :

- Les trois postes 021902, 021903 et 021906 sont sélectionnés pour donner une estimation de la pluviométrie mensuelle comme des pluies journalières maximales sur le bassin versant de l'Oued Bougdoura,
- Les autres postes pluviométriques sont retenus pour conforter les valeurs estimées aux trois postes précédents sur des secteurs géographiques en bordure du bassin versant d'étude.
- La station hydrométrique 02-19-09 contrôle 63% du bassin versant de l'Oued Bougdoura au barrage de Souk Tleta. Cette station est donc essentielle pour estimer les apports et les crues au barrage de Souk Tleta.
- Le station hydrométrique 02-19-05 ne contrôle qu'une surface plus limitée du bassin versant de l'Oued Bougdoura. Elle permet un contrôle de cohérence des données hydrométriques mesurées sur ce bassin versant et contribue à la reconstitution des apports au barrage.
- Les autres stations hydrométriques (02-18-03 et 02-20-01) sont sélectionnées

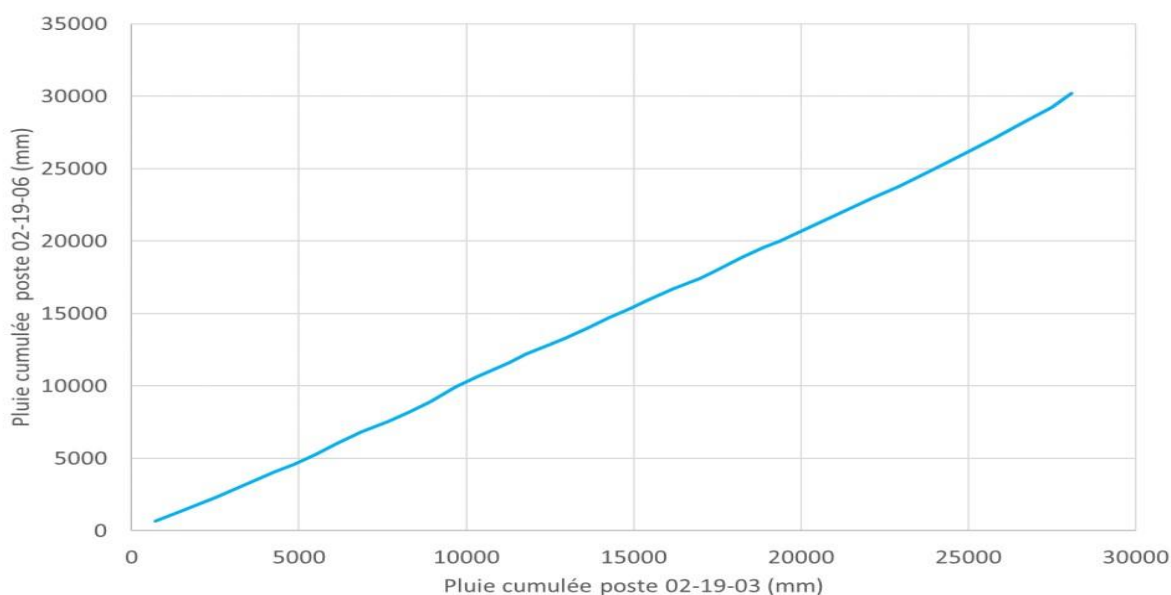
## ***B) DONNEES CRU***

Ces mesures sont complétées par les données pluviométriques spatialisées du Climatic Research Unit (CRU) (Université d'East Anglia, UK). Ces données spatialisées consistent en une reconstruction des cumuls mensuels de précipitation sur des mailles de taille 0,5 x 0,5 degré et sur la période 1901-2016. Cette reconstitution s'appuie sur un réseau de plus de 4 000 stations de mesure au sol réparties sur le monde entier. La bonne représentativité de cette base de données pour l'Afrique a été établie par différentes études. Les données mensuelles d'évapotranspiration ont été également collectées sur la base de données du CRU pour la période concomitante.

## ***C) VALIDITE DES MESURES PLUVIOMETRIQUES***

Les mesures aux stations pluviométriques sont contrôlées en appliquant la méthode du double cumul à chaque couple de poste et en prenant comme poste de référence le poste de Boghni. Un exemple de ce test est donné en Figure 6.

pour conforter l'estimation des apports à l'aide d'une comparaison régionale.



**Figure III- 10: Test du double -Cumul - Comparaison des postes 02-19-06 et 02-19-03**

Aucune incohérence n'est observée et les mesures de tous les postes Pluviométriques sont considérées comme valides.

### **III.1. 3.9 CRITIQUE DES STATIONS HYDROMETRIQUES**

#### **A) COURBES DE TARAGE DE L'OUED BOUGDOURA**

Aucun élément sur le tarage des stations hydrométriques 02-19-05 et 02-19-09 n'a pu être collecté. Pour juger de la validité des mesures en hautes eaux à ces deux stations, les éléments présents dans le document traitant de l'« Analyse et correction des barèmes de jaugeage » extrait de l'étude des crues du Nord de l'Algérie réalisé par STUCKY Ingénieurs Conseils en 2009 sont exploités.

D'après cette étude :

- Pour la station 021905 :
  - Les barèmes introduisent une incertitude de 100% sur les débits de crue.

On ne dispose pas d'éléments pour valider les barèmes.

-La chronique des hauteurs ne montre pas d'évolution et l'historique de la station n'indique pas de changement expliquant la présence de plusieurs barèmes.

-On cale les barèmes sur le barème haut qui permet une mise en cohérence des débits de crue pour les stations 021905 et 021909.

- Pour la station 021909 :
  - Les barèmes introduisent une incertitude de 50% sur les débits de crue.

-On ne dispose pas d'éléments pour valider les barèmes. La chronique des hauteurs ne montre pas d'évolution et l'historique de la station n'indique pas de changement expliquant la présence de plusieurs barèmes.

-On cale les barèmes sur le barème haut qui permet une mise en cohérence sur le bassin versant de la Sebaou.

Les données fournies pour la station 02-19-09 intègrent les corrections établies lors de cette étude, ces corrections n'étant appliquées que pour les moyennes eaux. Ce n'est pas le cas des mesures pour la station 02-19-05.

#### **B). COHERENCE DES MESURES AUX STATIONS 02-19-09 ET 02-19-05**

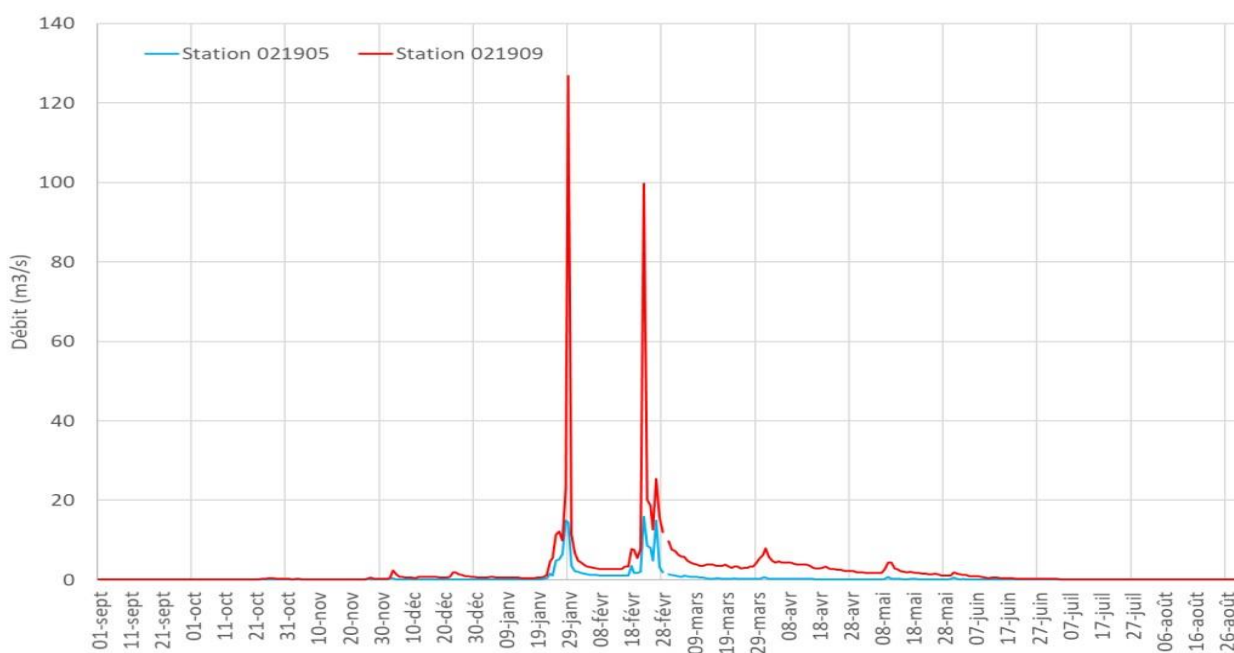
Une comparaison systématique des chroniques des débits journaliers et mensuels est réalisée. Cette comparaison est illustrée sur l'année 1983-1984 (Cf. Figure 7) et sur la période 1973-1994 au pas de temps mensuel (cf. Figure8). Le reste des chroniques est montré en Annexe A.

Elle fait apparaître une bonne cohérence d'ensemble des chroniques avec quelques incohérences à la station 02-19-09 qui sont invalidées :

- Débit constant à 27,5 m<sup>3</sup>/s du 26/06/1975 au 30/06/1975 invalidé. Les 5 débits journaliers sont remplacés par des débits décroissants régulièrement entre le 25/06/1975 et le 01/07/1975.

- Débit de 237,6 m<sup>3</sup>/s invalidé le 06/11/1975, le 27/11/1975 et le 29/11/1975.

Cette valeur aberrante est remplacée par la moyenne des débits aux jours encadrants le jour de la valeur aberrante.



**Figure III- 11 : Chronique des débits journaliers aux stations 02-19-05 et 02-19-09 -  
Année hydrologique 1983-1984**

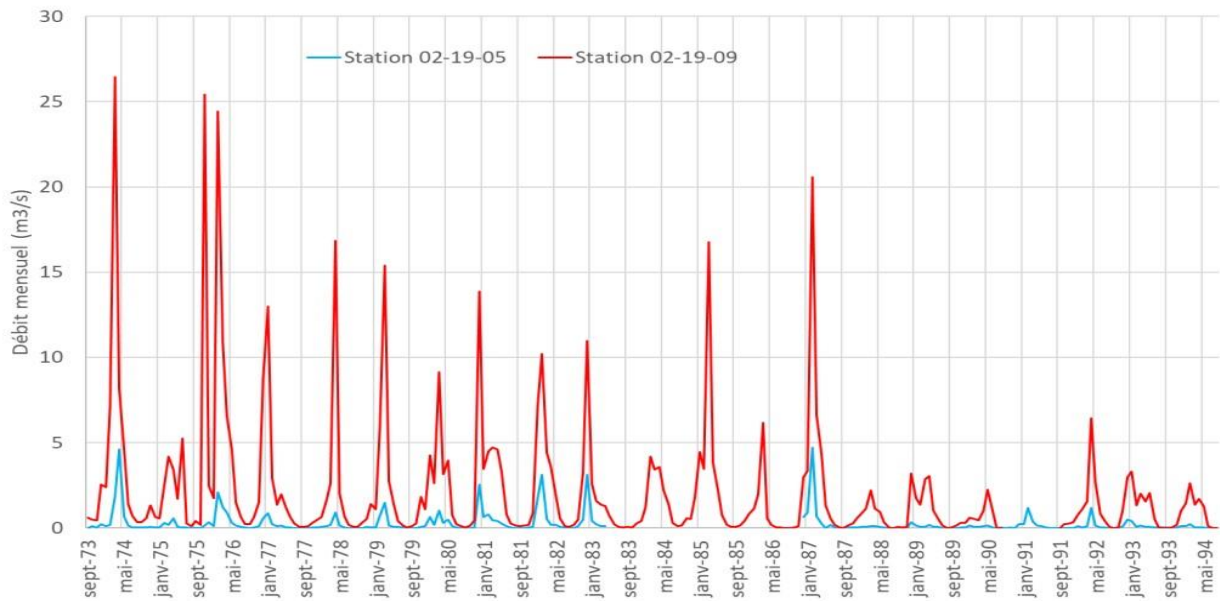


Figure III- 12 : Chronique des débits mensuels aux stations 02-19-05 et 02-19-09 -  
1973-1994

### III.1. 3.1 ESTIMATION DES APPORTS

L'estimation des apports au barrage de Souk Tleta est réalisée à partir de la démarche suivante :

- Une chronique de pluie de référence est établie au pas de temps mensuel pour le bassin versant de l'Oued Bougdoura à partir des postes pluviométriques et des données du CRU.
- Les apports mensuels aux stations hydrométriques sont analysés sur la période de disponibilité.
- Une chronique longue est reconstituée au barrage de Souk Tleta à partir des mesures aux stations hydrométriques et d'un modèle pluie-débit.

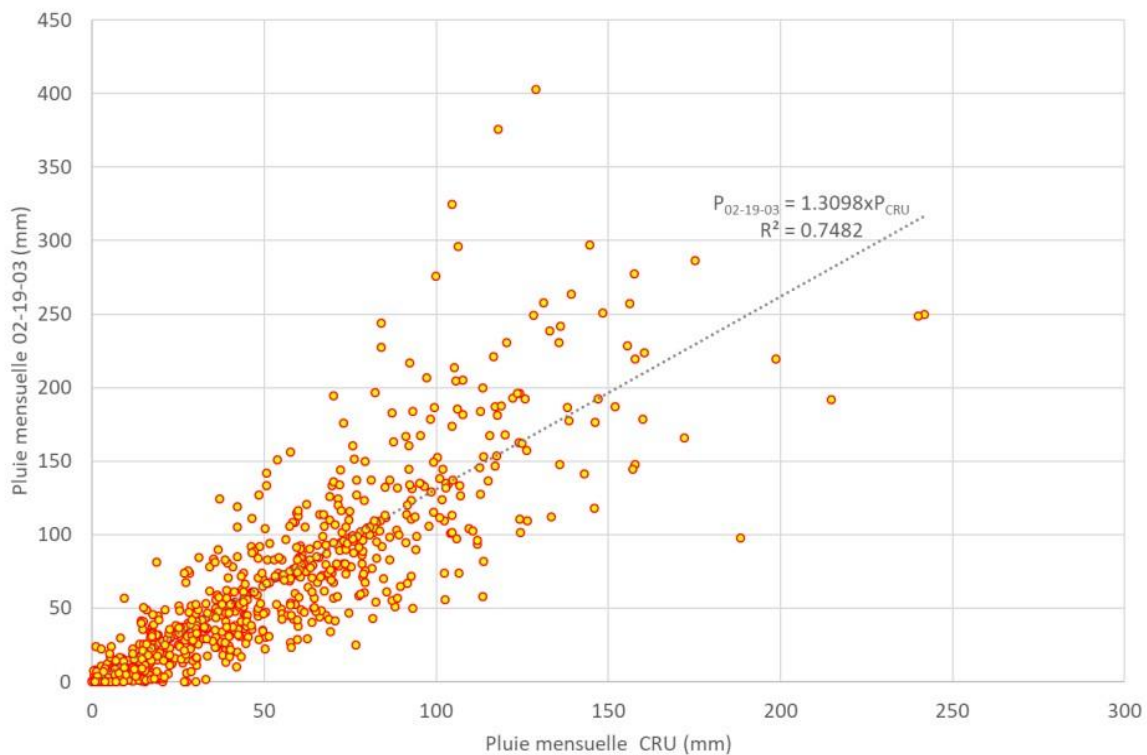
Au final, des grandeurs caractéristiques sont calculées pour caractériser les apports à la retenue de Souk Tleta (moyenne interannuelle, répartition mensuelle, variabilité, quantiles des apports, .).

## A) PLUIES MENSUELLES

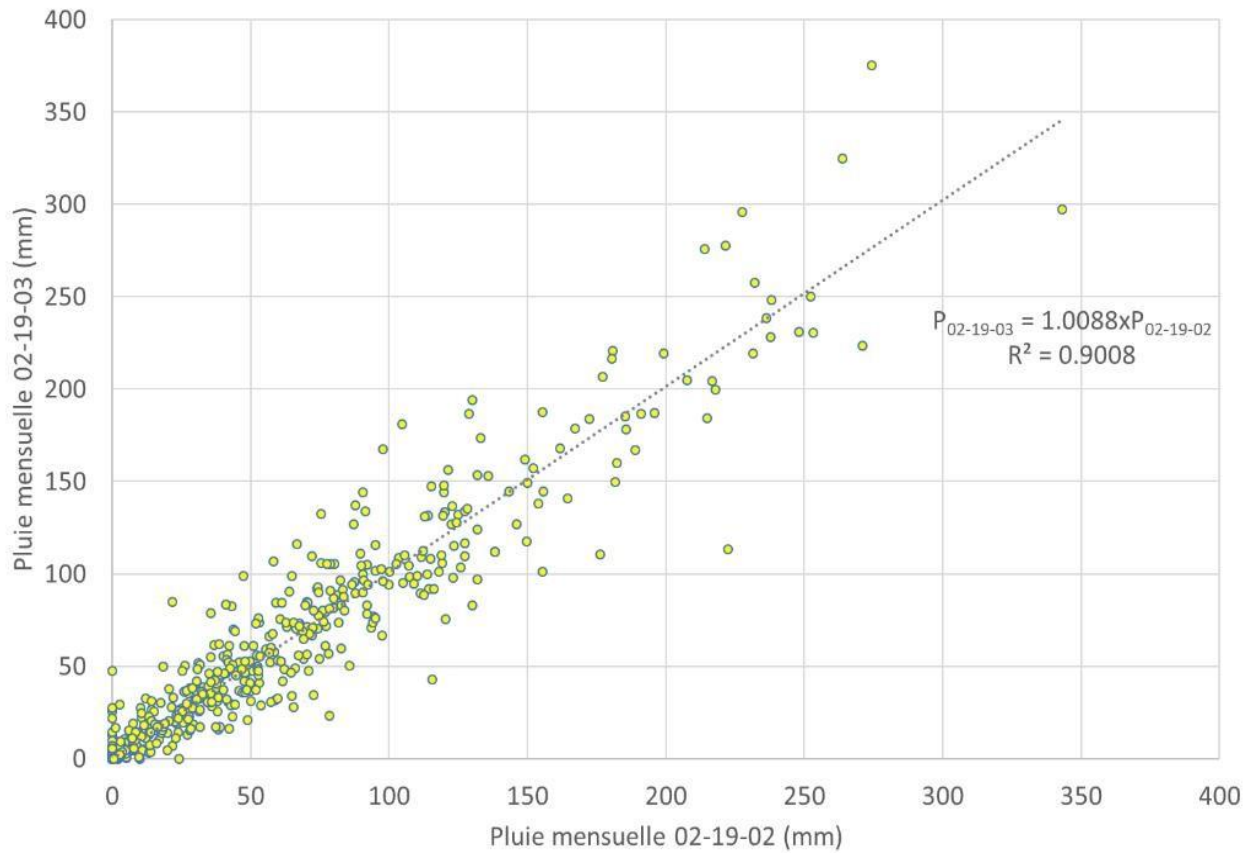
### a) -1. Etablissement d'une chronique de référence

Le poste pluviométrique de référence est le poste de Boghni 02-19-03, poste le plus proche du barycentre du bassin versant. Les valeurs au poste de Boghni sont disponibles sur la période 1946-2013 avec des lacunes qui peuvent être comblées à partir du poste 02-19-02 ou des pluies CRU sur le bassin versant contrôlé par la station 02-19-09.

Les relations entre les cumuls mensuels de pluie pour ces différentes sources sont exposées en figures suivantes.



**Figure III- 13: Comparaison des pluies mensuelles au poste 02-19-03 avec les lames d'eau CRU -1946-2013**



**Figure III- 14 : Comparaison des pluies mensuelles au poste 02-19-03 et 02-19-02  
- 1952-2013.**

Ces relations montrent une bonne corrélation entre les différentes sources de données et les périodes en lacune au poste 02-19-03 sont reconstituées à l'aide des relations linéaires ainsi mises en évidence. La synthèse des corrections apportées à la chronique des pluies mensuelles au poste 02-19-03 pour combler les périodes de lacune est donnée dans le Tableau III.9 .

Tableau III- 9: Méthodes pour combler les lacunes de la série pluviométrique de référence

Période	Méthode
Mars1951	Correction à l'aide des pluies CRU
Juin1957	
Juillet1958	
Août1961	
De février 1962àfévrier 1963	
De mai1963àdécembre1964	
D'avril1965à septembre1967	
Novembre1967	
Janvier 1970	
Août1972	
Août1982	
Décembre1982	
Mars2004	
Juillet2007	
De septembre2013àdécembre2016	Correction à l'aide des pluies CRU

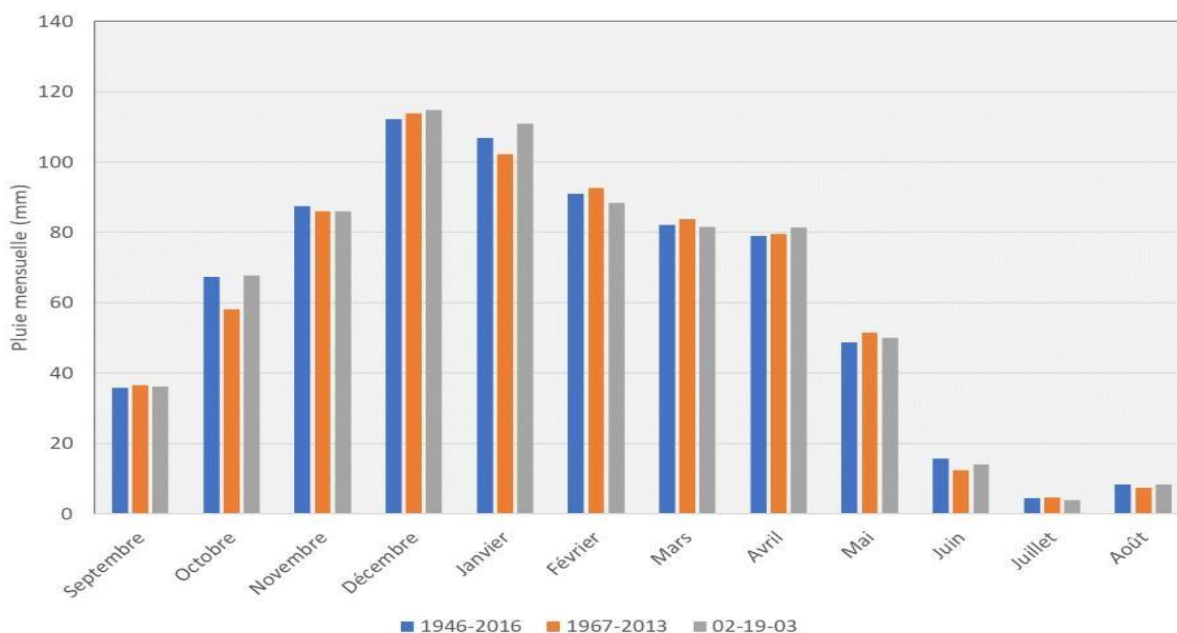
Pour la période 1967-2013, on dispose d'une chronique dont les lacunes ont été complétées à l'aide du poste 02-19-02 et d'une relation linéaire montrant une très bonne corrélation.

## a)-2. Pluies mensuelles

Les pluies mensuelles sur la série entière sont présentées en Tableau 4 et en Figure 11. Pour valider la reconstitution de la série, les pluies mensuelles calculées avec la série complète sont comparées aux pluies mensuelles calculées avec les valeurs mesurées au poste 02-19-03 et aux valeurs calculées avec la série réduite à la période 1967-2013 (correction avec le poste 02-19-02). Ces valeurs mensuelles moyennes montrent peu de différences.

**Tableau III- 10 : Pluies mensuelles moyennes - Chronique de référence**

	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aout	An
1946-2016	35.8	67.4	87.4	112.2	106.8	91.0	82.1	79.0	48.6	15.7	4.4	8.3	738.8
1967-2013	26.6	59.2	86.0	112.9	102.2	92.6	82.7	79.4	51.5	12.4	4.6	7.4	728.4
02-19-02	26.2	67.6	86.0	114.8	110.0	88.4	81.5	81.2	50.0	14.0	2.0	8.2	742.8



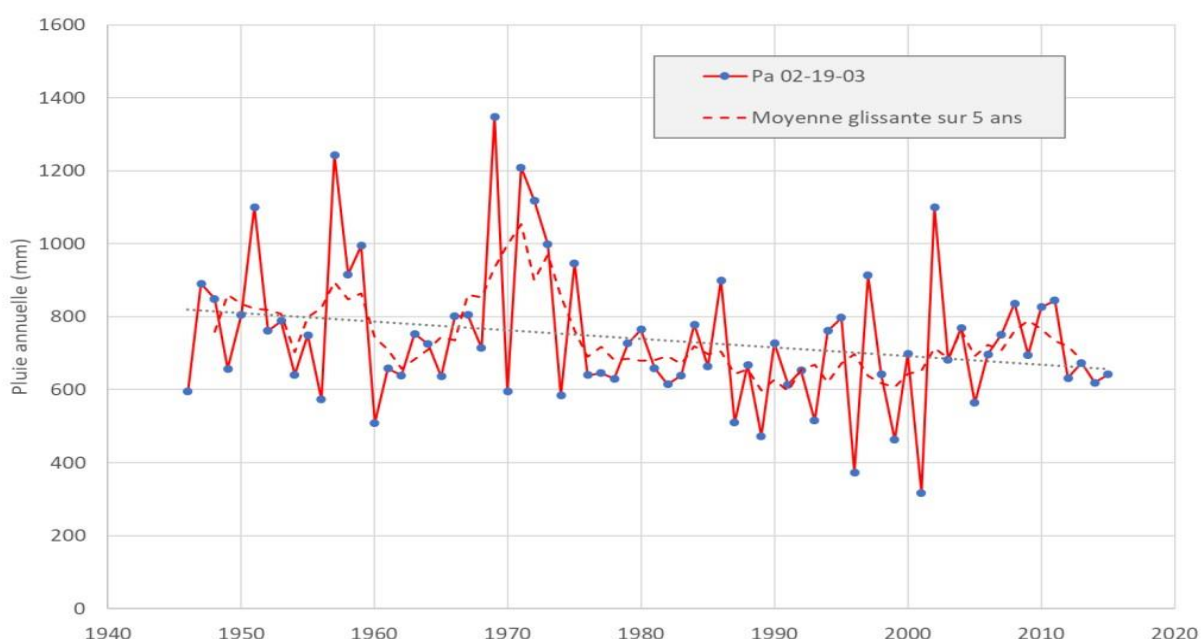
**Figure III- 15: Pluies mensuelles moyennes - Chronique de référence**

## B). STATIONNARITE

L'analyse de la stationnarité de la pluviométrie sur la série longue 1946-2016 montre clairement une tendance à la diminution (cf. Figure 12), correspondant à une diminution du cumul annuel de 18% en 70 années. En examinant plus en détails la Figure 12, la distinction suivante pourrait être effectuée :

Une période humide de 1946 à 1975 avec une moyenne interannuelle de 820

Une période sèche de 1976 à 2016 avec une moyenne interannuelle de 680 mm. On enregistre une légère augmentation de la pluviométrie sur la dernière décennie.



**Figure III- 16 : Stationnarité de la pluviométrie annuelle - Chronique longue reconstituée au poste de Boghni - 1946-2016**

## C). APPORTS MOYENS MENSUELS AUX STATIONS HYDROMETRIQUES

Les débits mensuels moyens aux stations hydrométriques sont donnés dans le

Tableau 5. L'examen de ce tableau et de la Figure 13 montre :

- Un décalage dans le temps entre le bassin versant de l'Oued El Hammam à la station 02-19-05 et l'Oued Bougdoura à la station 02-19-09 : le maximum de

débit mensuel est enregistré pour le mois de mars à la station 02-19-09 alors qu'il est plus précoce (mois de février) à la station 02-19-05.

- Des débits mensuels rapportés à la surface, moins importants à la station 02-19-05 par comparaison à la station 02-19-09 : le débit spécifique interannuel est de 3,2 l/s/km<sup>2</sup> à la station 02-19-05 et de 7,6 l/s/km<sup>2</sup> à la station 02-19-09. Cette différence ne peut s'expliquer que par des pertes au bassin versant contrôlé par la station 02-19-05 (karst).
- Le débit spécifique moyen interannuel est de 4,7 l/s/km<sup>2</sup> pour la station 02-18-03 contrôlant un bassin versant de 1496 km<sup>2</sup> et de 6,7 l/s/km<sup>2</sup> pour la station 02-20-01 sur l'oued Sebaou (S=2401 km<sup>2</sup>).

**Tableau III- 11 : Débits moyens mensuels aux stations hydrométriques (en m<sup>3</sup>/s)**

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Année
021803	0.16	0.55	5.48	15.1	13.7	15.2	9.56	7.47	15.2	2.00	0.33	0.13	7.08
022001	0.68	0.53	9.77	28.6	42.6	26.0	36.6	17.0	28.1	3.34	0.22	0.00	16.1
021905	0.07	0.02	0.06	0.43	0.52	0.74	0.33	0.23	0.18	0.04	0.01	0.01	0.22
021909	0.12	0.23	1.92	2.86	2.79	5.08	6.19	3.97	2.07	0.90	0.20	0.06	2.20

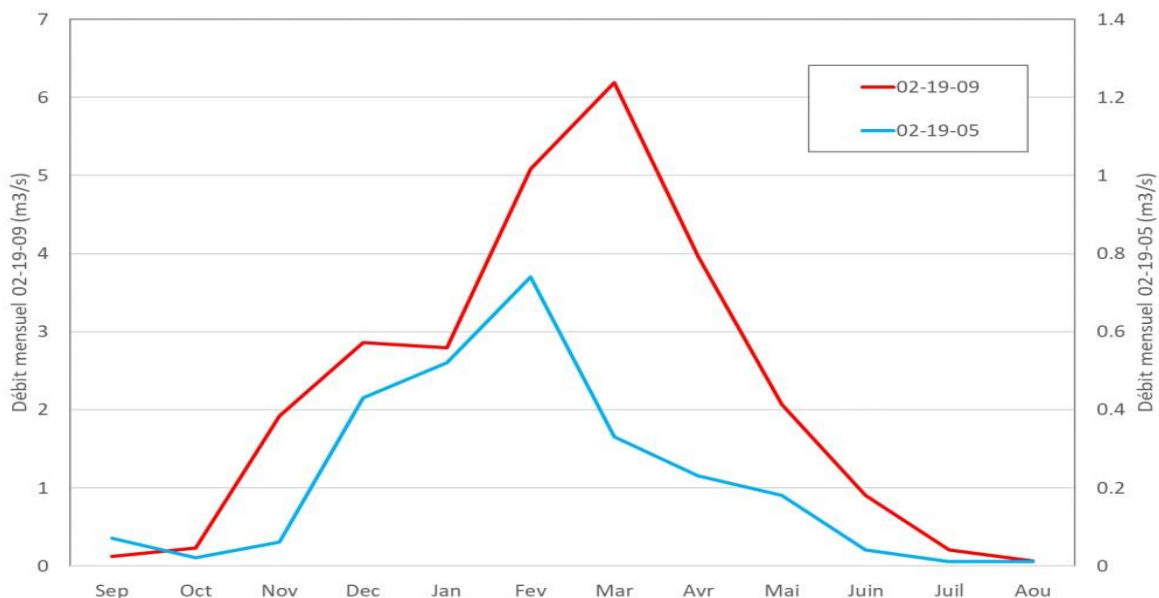


Figure III- 17 : Débits mensuels moyens - stations 02-19-09 et 02-19-05

### *D). RECONSTITUTION D'UNE CHRONIQUE D'APPORTS AU BARRAGE DE SOUK TLETA*

#### **d)-1. Principes de reconstitution**

Une série longue d'apports mensuels à la retenue de Souk Tleta est reconstituée à partir de la démarche suivante :

- Un modèle pluie-débit est calé sur les débits mensuels à la station RN25 (02-19-09) et pour la période septembre-1973 - août 1990, soit une série 17 années entière de données,
- La représentativité du modèle est vérifiée sur la période septembre-1991 – août 1994.
- Les débits mensuels mesurés et estimés à l'aide du modèle pluie-débit sont ensuite transposés au droit du barrage de Souk Tleta à l'aide d'un rapport de surface.

## E) . *MODELE GR2M*

### e)-1. présentation

Le modèle pluie-débit choisi pour la reconstitution des apports des différents cours d'eau est le modèle GR2M. Le modèle GR2M (modèle du Génie Rural à 2 paramètres Mensuels) est un modèle pluie-débit global à deux paramètres. Son développement a été initié par l'Institut de Recherche Scientifique et Technique pour l'Environnement et l'Agriculture (IRSTEA) (<http://webgr.irstea.fr/modeles/>), anciennement Cemagref à la fin des années 1980, avec des objectifs d'applications dans le domaine des ressources en eau. Ce modèle a été largement et avec succès, appliqué en contexte Tropical et Africain. De nombreuses études attestent de sa capacité à simuler les écoulements dans ce contexte et sur des bassins versants de toutes tailles.

Le modèle GR2M a connu plusieurs versions, qui ont permis d'améliorer progressivement ses performances. La version du modèle GR2M utilisée dans cette étude est celle de Mouelhi (Mouelhi, 2006). Sa structure l'apparente à des modèles conceptuels à réservoirs avec une procédure de suivi de l'état d'humidité du bassin. Sa structure associe un réservoir de production et un réservoir de routage ainsi qu'une ouverture sur l'extérieur autre que le milieu atmosphérique.

### e)-2. Critères de calage

Le calage consiste à déterminer le meilleur jeu de paramètres  $X1$  et  $X2$  du modèle en comparant les débits simulés aux débits observés sur une période d'observation. Les critères de Nash définis ci-dessous sont utilisés pour discriminer les performances des différents jeux de paramètres testés ( $X1, X2$ ). Le calage est effectué en optimisant le critère de Nash entre la série des débits observés et la série des débits simulés.

Les critères de Nash sont calculés sur les débits et sur la racine carrée des débits. Le premier rend compte du niveau de fidélité des estimations pour les forts débits et le second pour les débits moyens.

Le critère de Nash sur les débits moyens est formulé de la façon suivante :

$$Nash = 100X \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q}_i)^2} \right)$$

Avec  $Q_i$  le débit estimé au pas de temps  $i$ ,  $\bar{Q}_i$  le débit observé au pas de temps  $i$  et  $\bar{Q}_i$  la moyenne des débits observés sur l'ensemble de la période.

Plus le critère de Nash est proche de 100, plus les débits estimés sont proches des débits réellement observés.

Le critère du bilan est également calculé. Il rend compte du niveau de fidélité global des estimations et traduit ainsi des possibles sous-estimations (lorsque inférieur à 100) ou surestimations (supérieur à 100) systématiques.

### e)-.3. Données d'entrée du modèle pluie-débit

Les données nécessaires en entrée du modèle sont les séries mensuelles au poste de Boghni et d'ETP à l'échelle du bassin versant modélisé. Les données d'évapo-transpiration potentielles sont issues de la base de données du CRU.

### F)-. CALAGE DU MODELE PLUIE-DEBIT

La période de calage retenue comprend une grande partie de la chronique de débits valide pour le l'Oued Bougdoura à RN25 (02-09-09) soit 204 valeurs entre septembre 1973 et août 1990.

**Tableau III- 12 : Calage du modèle pluie-débit - Oued Bougdoura à RN25**

Paramètres	X1Capacitédu réservoir deproduction=189 mm
Nash(Q)	73.90
Nash(VQ)	80.92
Nash(ln(Q))	79.35
Bilan	100

Le calage du modèle pluie-débit montre :

- Des valeurs des différents critères d'ajustement correctes sur la période de calage. Le choix est fait d'ajuster le calage pour que le bilan soit strictement représentatif des valeurs observées car les incidences sont très faibles sur le critère de Nash ;
- Une comparaison des lames d'eau ruisselées observées et simulées qui montre une bonne corrélation sur toute la période que ce soit pour les étiages ou en hautes eaux (cf. Figure 14 et Figure 15).

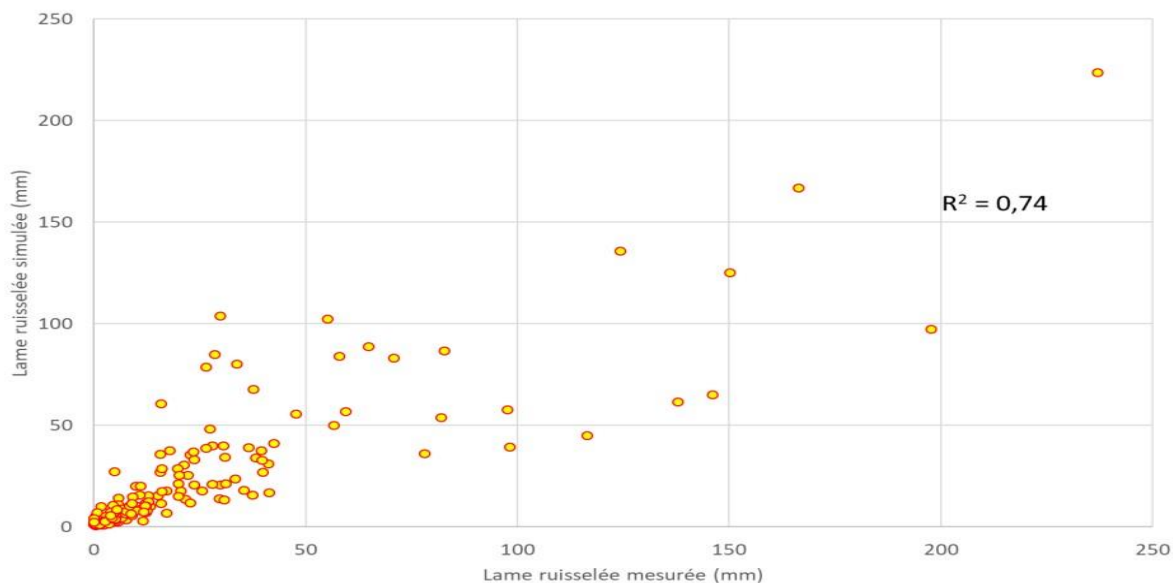


Figure III- 18 : Lames d'eau ruisselées observées et simulées - Oued Bougdoura à RN25 - Période de calage 1973-1990

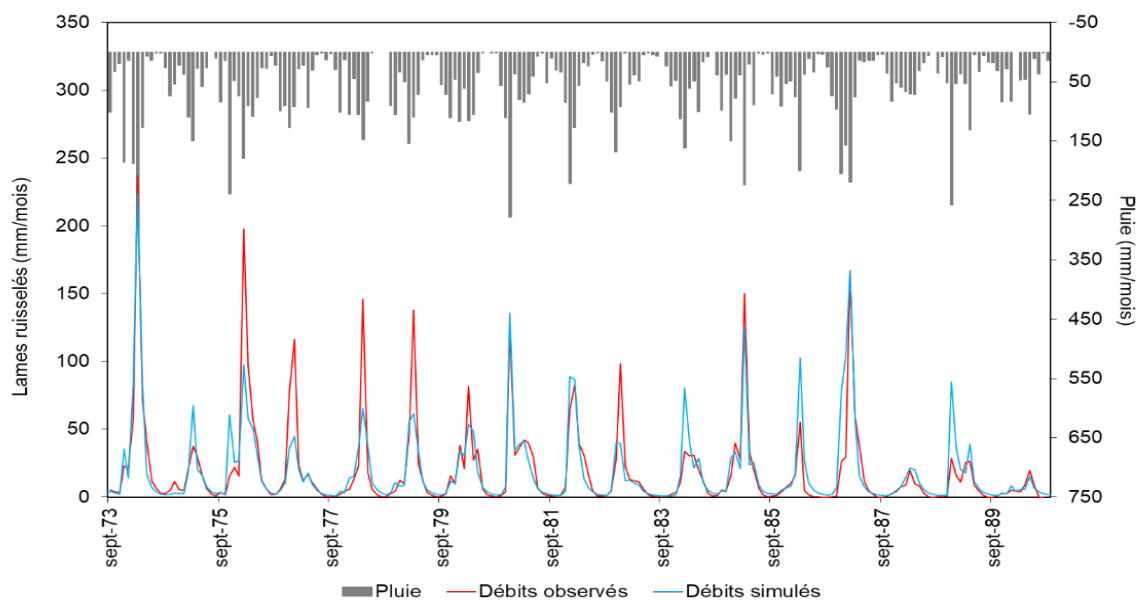


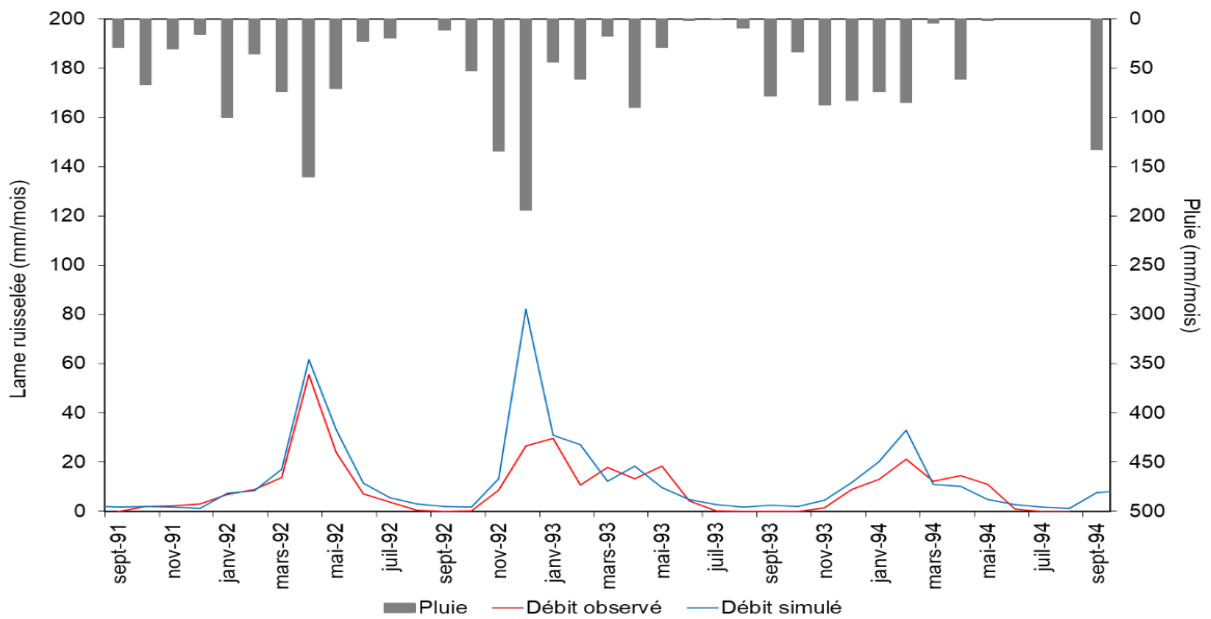
Figure III- 19 : Chronique des lames d'eau mensuelles ruisselées observées et simulées - Oued Bougdoura à RN25 - Extrait de la période de calage 1973-1990

### *g)- CONTROLE SUR LA PERIODE 1991-1994*

Les performances du modèle pluie-débit sur la période de contrôle 1991-1994 sont présentées en Tableau 7. Les performances du modèle sont considérablement dégradées avec un critère de Nash qui prend une valeur de 0,14. Ceci est dû uniquement à la valeur du mois d'octobre 1992, surestimée par rapport à la valeur observée. Sans cette valeur, le critère de Nash est de 0,65 ce qui est acceptable pour une période de contrôle.

**Tableau III- 13 : Contrôle du modèle pluie-débit - Oued Boudgoura à RN25 - Période 1992-1994**

Nash(Q)	13.99
Nash(VQ)	64.57
Nash(ln(Q))	56.11
Bilan	137.13



**Figure III- 20 : Chronique des lames d'eau mensuelles ruisselées observées et simulées  
- Oued Bougdoura à RN25 - Extrait de la période de contrôle 1991-1994**

Ce contrôle montre que les périodes les plus sèches peuvent être surestimés par le modèle pluie-débit.

### **H)-. CHRONIQUE DE DEBITS RECONSTITUES POUR LA RETENUE DE SOUK TLETA**

Le modèle pluie-débit calibré sur la station hydrométrique de l'Oued Bougdoura à RN25 est alors transposé au bassin versant de l'Oued Bougdoura à Souk Tleta. Cette opération ne demande qu'un changement portant sur les surfaces de bassin versant et les données d'entrée : les chroniques d'évapo- transpiration au pas de temps mensuel (données CRU).

Les débits moyens mensuels de l'Oued Bougdoura à Souk Tleta sont calculés sur la chronique ainsi reconstituée pour la période 1946-2016. Ils sont exposés en Tableau III.14 Le module interannuel sur l'ensemble de la période est de 4,15 m<sup>3</sup>/s.

Tableau III- 14: Débits moyens mensuels de l'Oued Bougdoura à Souk Tleta - 1946-2015 (en m<sup>3</sup>/s, les années sèches sont indiquées en jaune)

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	An
1946	0.36	0.24	0.33	16.5	8.06	9.60	2.77	1.99	1.32	0.71	0.42	0.28	3.54
1947	0.22	1.92	1.07	24.3	26.4	7.89	3.53	3.23	1.50	0.94	0.53	0.34	5.98
1948	0.44	0.59	0.89	1.10	18.3	13.7	7.16	5.60	6.43	1.94	0.88	0.51	4.80
1949	0.35	0.23	1.20	1.14	6.53	5.38	13.2	10.3	2.94	1.23	0.64	0.39	3.63
1950	1.38	2.15	1.47	5.41	19.6	13.7	6.57	3.08	1.57	0.83	0.47	0.31	4.71
1951	0.25	12.9	8.28	12.5	19.9	14.9	5.69	9.06	5.52	1.91	0.89	0.51	7.70

## Chapitre III Etude hydrologique

1952	0.59	0.39	0.68	7.00	16.3	6.31	9.56	2.72	1.63	1.08	0.58	0.37	3.93
1953	0.29	0.28	0.23	0.72	7.70	19.9	8.37	16.0	3.64	1.41	0.70	0.43	4.98
1954	0.30	0.30	0.71	1.88	4.83	4.18	7.20	8.02	2.58	1.19	0.62	0.40	2.68
1955	0.42	1.19	1.89	3.29	3.50	19.7	8.49	6.38	2.02	0.96	0.53	0.34	4.06
1956	0.26	0.58	1.33	1.89	5.21	1.98	1.32	5.07	2.33	1.22	0.63	0.39	1.85
1957	0.27	32.1	33.2	26.6	24.9	9.64	5.94	4.52	1.52	0.80	0.46	0.30	11.7
1958	0.22	0.57	18.7	9.94	5.16	7.05	11.5	4.54	3.19	2.93	1.16	0.64	5.47
1959	0.50	1.43	13.3	12.4	15.5	6.35	8.98	7.86	4.80	1.97	0.90	0.51	6.21
1960	0.34	0.23	0.19	7.52	23.4	3.94	1.85	1.09	0.58	0.42	0.27	0.19	3.34
1961	0.15	0.18	0.27	0.39	0.64	9.66	9.64	9.14	2.59	1.83	0.85	0.49	2.99
1962	0.33	0.50	3.29	5.03	8.16	11.3	4.34	1.99	1.13	0.83	0.53	0.42	3.15
1963	0.34	0.33	0.32	8.62	9.55	12.2	7.51	5.21	1.71	0.87	0.49	0.32	3.96
1964	0.23	1.47	4.73	7.37	12.4	8.51	4.24	3.24	2.11	1.04	0.56	0.36	3.86
1965	0.29	0.39	0.95	2.42	2.79	3.15	4.73	4.15	4.59	1.66	0.79	0.47	2.20
1966	0.43	0.89	5.72	8.02	7.05	14.0	4.76	5.73	2.85	1.36	0.69	0.42	4.33
1967	0.30	0.57	5.05	22.1	8.42	8.98	5.70	2.96	1.38	0.89	0.50	0.32	4.76
1968	0.23	0.16	0.33	8.63	6.83	5.66	8.36	13.0	3.29	1.62	0.78	0.46	4.12

## Chapitre III Etude hydrologique

1969	0.54	16.3	15.1	30.6	8.94	13.7	18.8	17.1	6.63	2.15	0.95	0.54	10.9
1970	0.35	0.50	0.35	1.25	7.72	3.78	9.68	5.29	2.60	1.17	0.61	0.38	2.81
1971	0.44	0.54	2.83	5.92	49.7	16.8	12.1	8.15	10.35	3.09	1.21	0.64	9.31
1972	0.70	0.78	0.62	24.0	28.2	38.6	16.9	5.47	1.70	0.91	0.51	0.33	9.90
1973	0.94	0.73	0.67	3.98	3.77	11.2	41.6	12.8	7.25	2.22	1.14	0.49	7.24
1974	0.49	0.90	2.07	0.97	0.87	3.99	6.6	5.39	2.65	1.14	0.38	0.15	2.13
1975	0.62	0.28	2.9	3.88	2.74	38.4	17.1	10.26	7.20	2.30	0.98	0.31	7.25
1976	0.36	1.02	2.39	13.7	20.44	4.59	2.12	3.09	1.85	1.02	0.37	0.10	4.25
1977	0.09	0.15	0.43	0.76	1.02	2.48	4.10	26.5	3.14	1.04	0.28	0.09	3.34
1978	0.09	0.49	0.81	2.18	1.69	9.3	24.2	4.28	2.11	0.63	0.19	0.04	3.83
1979	0.18	0.40	2.85	1.71	6.70	4.12	14.4	4.95	6.20	1.16	0.33	0.13	3.59
1980	0.04	0.24	0.69	21.8	5.43	7.08	7.43	7.21	5.18	1.24	0.42	0.24	4.75
1981	0.14	0.24	0.25	1.34	11.4	16.1	6.93	5.58	2.98	0.90	0.15	0.12	3.84
1982	0.25	0.77	5.05	17.2	3.99	2.48	2.14	2.00	1.12	0.31	0.10	0.05	2.96
1983	0.09	0.06	0.40	0.62	1.90	6.6	5.34	5.62	3.46	2.18	0.47	0.13	2.23

## Chapitre III Etude hydrologique

1984	0.19	0.90	0.80	2.81	6.97	5.42	26.3	6.02	3.53	1.18	0.26	0.08	4.54
1985	0.11	0.24	0.72	1.28	1.77	3.09	9.7	0.88	0.27	0.06	0.03	0.00	1.51
1986	0.00	0.05	0.13	4.6	5.2	32.3	10.4	6.79	2.07	0.86	0.28	0.01	5.23
1987	0.00	0.22	0.37	0.86	1.35	1.75	3.47	1.77	1.48	0.49	0.04	0.00	0.98
1988	0.07	0.05	0.12	5.0	2.75	2.14	4.49	4.78	1.57	0.79	0.20	0.00	1.83
1989	0.02	0.23	0.44	0.46	0.94	0.84	0.68	1.61	3.48	1.57	0.00	0.00	0.86
1990	0.28	0.26	0.39	7.85	9.02	14.1	7.83	3.38	2.73	1.18	0.62	0.38	4.00
1991	0.00	0.34	0.41	0.53	1.22	1.71	2.42	10.1	4.24	1.29	0.69	0.10	1.92
1992	0.00	0.05	1.56	4.7	5.19	2.06	3.13	2.41	3.23	0.81	0.04	0.00	1.93
1993	0.01	0.01	0.25	1.55	2.28	4.12	2.13	2.66	1.94	0.16	0.00	0.00	1.26
1994	1.43	2.03	1.38	2.23	28.1	6.34	6.65	2.27	0.99	0.59	0.36	0.25	4.39
1995	0.19	0.15	0.14	0.22	3.99	24.9	7.59	16.1	5.10	1.85	0.86	0.50	5.13
1996	0.34	0.24	0.28	0.78	1.12	0.96	0.67	1.38	0.81	0.50	0.31	0.22	0.63
1997	1.58	1.50	6.27	9.01	4.34	7.95	3.74	4.49	11.7	2.69	1.10	0.60	4.58
1998	0.42	0.85	3.80	4.24	5.74	8.86	5.93	2.24	1.44	0.80	0.46	0.30	2.92
1999	0.27	0.20	0.38	10.2	3.94	1.85	0.87	0.70	0.79	0.48	0.31	0.21	1.69
2000	0.16	0.66	0.82	1.23	33.9	12.1	2.56	1.59	1.16	0.64	0.39	0.26	4.63

## Chapitre III Etude hydrologique

2001	0.22	0.16	0.14	0.16	0.95	0.78	0.76	0.66	0.58	0.38	0.25	0.19	0.44
2002	0.15	0.12	5.52	25.4	31.6	23.1	4.39	12.5	3.34	1.34	0.68	0.41	9.05
2003	0.29	0.24	0.54	5.50	8.41	3.34	2.37	4.23	8.39	2.30	0.99	0.56	3.10
2004	0.38	0.32	1.41	17.2	24.4	16.8	4.13	2.90	1.17	0.65	0.39	0.26	5.83
2005	0.20	0.19	0.35	2.32	7.26	14.1	4.00	1.64	1.48	0.79	0.45	0.30	2.76
2006	0.24	0.17	0.13	0.87	0.60	1.03	16.4	24.6	4.39	1.58	0.78	0.46	4.27
2007	0.33	5.37	8.85	10.5	2.99	1.78	4.21	2.74	3.39	1.41	0.70	0.42	3.56
2008	0.31	0.30	5.70	9.32	22.7	6.94	6.48	10.1	3.19	1.31	0.67	0.41	5.61
2009	1.96	1.03	2.10	4.88	7.05	6.43	5.77	2.73	1.49	0.91	0.50	0.33	2.93
2010	0.24	0.87	5.58	4.51	5.37	15.0	5.81	5.85	5.23	2.08	0.93	0.53	4.33
2011	0.35	0.28	2.61	5.90	7.41	32.9	6.99	12.7	3.46	1.36	0.69	0.43	6.25
2012	0.30	0.24	0.31	0.29	2.65	12.9	7.46	3.78	4.44	1.58	0.77	0.46	2.93
2013	0.34	0.25	4.51	5.71	6.57	7.20	10.6	2.75	1.20	0.83	0.47	0.31	3.39
2014	0.23	0.28	0.46	5.79	7.70	17.0	7.03	2.07	0.98	0.57	0.35	0.24	3.56
2015	0.21	0.80	1.28	0.68	1.18	4.53	10.8	4.93	2.73	1.19	0.62	0.39	2.45

## Chapitre III Etude hydrologique

Moyenne	0.35	1.45	2.85	6.87	9.58	9.88	7.67	6.03	3.11	1.22	0.55	0.31	4.15
Maximum	1.96	32.1	33.2	30.6	49.7	38.6	41.6	26.5	11.7	3.09	1.21	0.64	11.7
Minimum	0.00	0.01	0.12	0.16	0.60	0.78	0.67	0.66	0.27	0.06	0.00	0.00	0.44
Ecart-type	0.35	4.47	5.10	7.45	9.78	8.57	6.57	5.14	2.26	0.64	0.29	0.17	2.30
CV	1.01	3.08	1.79	1.08	1.02	0.87	0.86	0.85	0.73	0.53	0.54	0.57	0.55

L'inventaire des années sèches indiquées en Tableau III.14 fait apparaître trois périodes distinctes :

- Une période humide de 1946 à 1981 avec une moyenne interannuelle de 4,92 m<sup>3</sup>/s (155 hm<sup>3</sup> en volume).
- Une période sèche de 1982 à 2001 avec une moyenne interannuelle de 2,68 m<sup>3</sup>/s (84 hm<sup>3</sup> en volume).
- Une période d'apport moyen de 2002 à 2016 avec une moyenne interannuelle de 4,29 m<sup>3</sup>/s (135 hm<sup>3</sup> en volume).

Les volumes annuels moyens de l'Oued Bougdoura à Souk-tleta sont calculés à partir de cette chronique de débit et sont présentés dans le tableau suivant. Le volume moyen interannuel est ainsi estimé à 131hm<sup>3</sup>.

**Tableau III- 15 : Apports moyens mensuels de l'Oued Bougdoura à Souk Tleta - 1946-2015 (en hm<sup>3</sup>)**

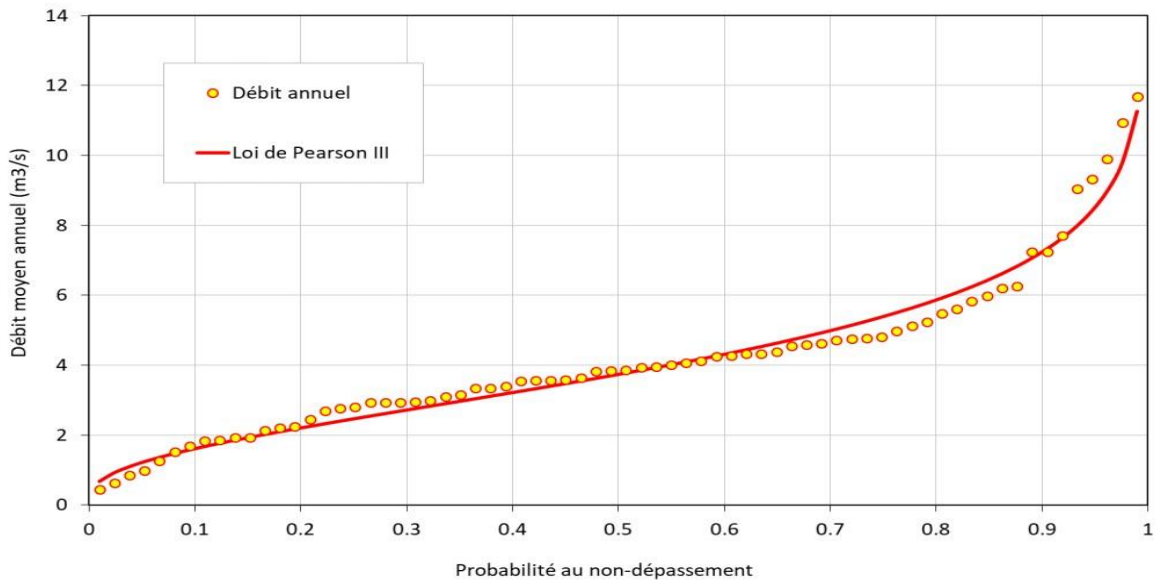
	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	An
Moyenne	0.91	3.89	7.38	18.4	25.7	23.9	20.5	15.6	8.33	3.16	1.46	0.82	131

## Chapitre III Etude hydrologique

Maximum	5.07	85.9	86.0	81.8	133.2	93.4	111	68.6	31.4	8.01	3.23	1.72	368
Minimum	0.00	0.02	0.30	0.42	1.61	1.89	1.78	1.70	0.73	0.16	0.00	0.00	13.8

### *i)-Caractérisation statistique des apports à la retenue de Souk Tleta*

Un ajustement statistique est réalisé sur la série des débits moyens annuels au barrage de Souk Tleta à l'aide d'une loi de Pearson III (cf. Figure 17). A partir de cet ajustement les quantiles des apports annuels sont calculés et présentés en Tableau 10.



**Figure III- 21 : Débit moyen annuel - Ajustement d'une loi statistique**

Temps de retour (ans)	Débit(m <sup>3</sup> /s)	Volume(hm <sup>3</sup> )
-----------------------	--------------------------	--------------------------

## Chapitre III Etude hydrologique

---

50	1.25	39
20	1.56	49
10	1.87	59
5	2.31	73
3.3	2.66	84
2.5	2.99	94
Annéemédiane	3.33	105
2.5	3.68	116
3.3	4.09	129
5	4.61	145
10	5.40	170
20	6.10	193
50	6.97	220

## Chapitre III Etude hydrologique

**Tableau III- 16: Quantiles des apports annuels à la retenue de Souk Tleta**

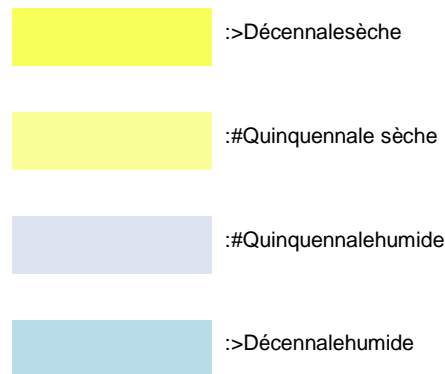
Cette analyse montre qu'en année médiane, l'apport moyen annuel à la retenue de Souk Tleta est de 105 hm<sup>3</sup>. Il descend à 73 hm<sup>3</sup> en année quinquennale sèche et 59 hm<sup>3</sup> en année décennale sèche.

**Tableau III- 17 : Occurrences des années sèches remarquables**

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	An
1956	0.67	1.55	3.45	5.06	14.0	4.79	3.54	13.1	6.24	3.16	1.69	1.04	58.3
1965	0.75	1.04	2.46	6.48	7.47	7.62	12.6	10.8	12.3	4.30	2.12	1.26	69.4
1974	1.27	2.41	5.37	2.60	2.33	9.65	17.6	14.0	7.10	2.95	1.02	0.40	67.2
1983	0.23	0.16	1.04	1.66	5.09	16.0	14.3	14.6	9.27	5.65	1.26	0.35	70.3
1985	0.29	0.64	1.87	3.43	4.74	7.48	26.0	2.28	0.72	0.16	0.08	0	47.6
<b>1987</b>	0	0.59	0.96	2.30	3.62	4.23	9.29	4.59	3.96	1.27	0.11	0	<b>30.9</b>
1988	0.18	0.13	0.31	13.3	7.37	5.18	12.0	12.39	4.21	2.05	0.54	0	57.7
<b>1989</b>	0.05	0.62	1.14	1.23	2.52	2.03	1.82	4.17	9.32	4.07	0	0	<b>27.1</b>
1991	0	0.91	1.06	1.42	3.27	4.14	6.48	26.2	11.4	3.34	1.85	0.27	60.5
1992	0	0.13	4.04	12.6	13.9	4.98	8.38	6.25	8.65	2.10	0.11	0	60.9
1993	0.03	0.03	0.65	4.15	6.11	9.97	5.70	6.89	5.20	0.41	0	0	39.7
<b>1996</b>	0.88	0.64	0.73	2.09	3.00	2.32	1.79	3.58	2.17	1.30	0.83	0.59	<b>19.9</b>

## Chapitre III Etude hydrologique

1999	0.70	0.54	0.98	27.3	10.6	4.48	2.33	1.81	2.12	1.24	0.83	0.56	53.3
<b>2001</b>	0.57	0.43	0.36	0.43	2.54	1.89	2.04	1.71	1.55	0.98	0.67	0.51	<b>13.9</b>
2015	0.54	2.14	3.32	1.82	3.16	11.0	28.9	12.8	7.31	3.08	1.66	1.04	77.3



L'année la plus défavorable est l'année 2001 qui se caractérise par des apports limités à 14 hm<sup>3</sup>. Pour cette année particulièrement sèche qui a un temps de retour supérieur à 50 ans, les apports des mois de novembre à juin sont équivalents ou inférieurs à ceux d'une année décennale sèche.

Pour l'année 1996, les apports sont estimés à seulement 20 hm<sup>3</sup>. Là aussi cette année a un temps de retour supérieur à 50 ans.

Les années 1987 et 1989 sont aussi des années très défavorables avec des apports équivalents à une année cinquantennale sèche.

### ***III.1. 3.11 DETERMINATION DES CRUES EXTREMES***

La détermination des crues extrêmes est réalisée selon la démarche suivante :

- Les pluies journalières maximales annuelles sont d'abord analysées pour en déduire la valeur du gradex et la pluie décennale,
- Les pluies de courtes durées sont ensuite calculées à l'aide d'une loi de Montana

## Chapitre III Etude hydrologique

- Les débits de crue courants sont calculés en se référant aux travaux réalisés dans l'étude des crues du Nord de l'Algérie .

Ces débits sont extrapolés aux fréquences rares avec la méthode du Gradex et le modèle du Soil Conservative Service.

### a)-. Analyse des pluies extrêmes

#### a)-1. Pluies journalières

Les quantiles des pluies journalières sont d'abord estimés aux stations sélectionnées dans l'étude puis l'échantillon est aggloméré à l'échelle régionale à l'aide de la méthode des années stations.

- **Analyse aux postes pluviométriques**

Sur chaque échantillon de valeurs maximales annuelles, une loi de Gumbel est ajustée. Un exemple d'ajustement est montré pour le poste de Boghni (02-19-03) en Figure III-22.

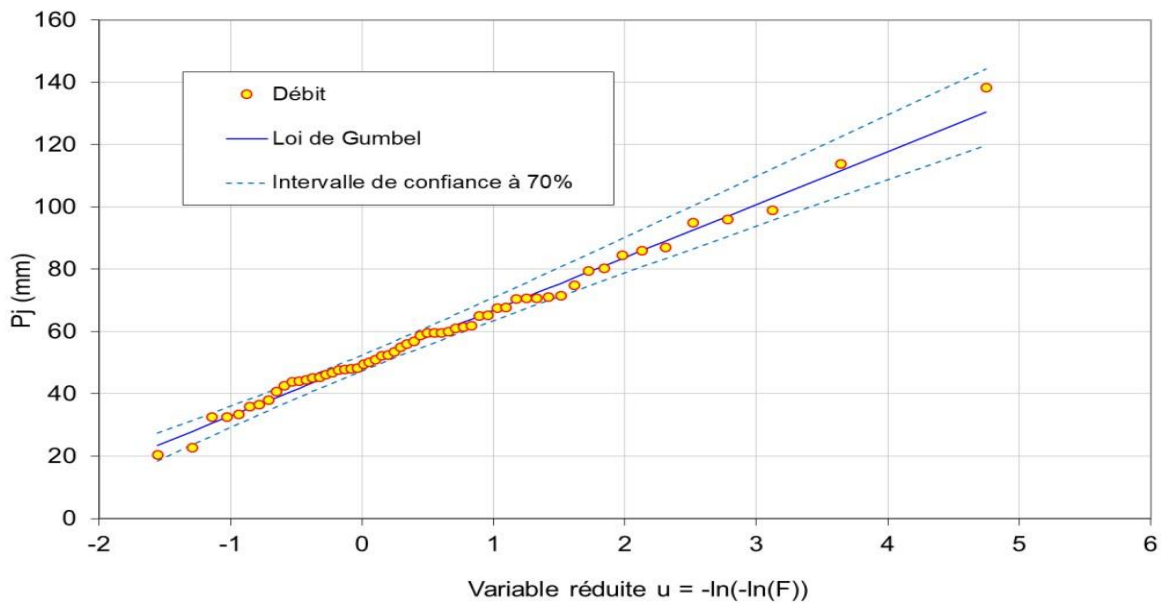


Figure III- 22 : Ajustement d'une loi de Gumbel - Poste 02-19-03

## Chapitre III Etude hydrologique

---

Les quantiles de pluie calculés, présentés dans le Tableau III-18, amènent les commentaires suivants :

- La pluie journalière varie de 86 à 126 mm. Le maximum est enregistré pour le poste 02-18-05 situé à une distance de 18 km au Nord-Ouest du bassin versant de l'Oued Bougdoura.
- Le Gradex est compris entre 16 et 29 mm avec une valeur maximale de 29 mm pour le poste 02-18-05. Pour le poste de Boghni, le Gradex prend une valeur de 16.9 mm.
- Les valeurs maximales enregistrées pour le poste 02-18-05 sont expliquées par deux cumuls exceptionnels enregistrés à 182.1 mm le 11/06/1969 et à 200.2 mm le 11/11/1969.

**Tableau III- 18 : Quantiles des pluies journalières et gradex aux postes pluviométriques**

	02-18-01	02-18-04	02-18-05	02-19-02	02-19-03	02-19-06
Gradex(mm)	21.6	17.2	29.0	18.1	16.9	16.3
2	65.3	53.9	71.1	52.5	56.1	61.4
5	89.8	73.4	104	73.0	75.3	79.8
10	106	86.3	126	86.6	88.0	92.0
50	142	115	174	117	116	119
100	157	127	194	129	128	130
1000	207	166	261	171	167	168
10000	257	206	328	213	206	205

### • . Méthode des années-stations

La méthode des années-stations est utilisée afin de constituer un échantillon régional robuste sur lequel appliquer un ajustement statistique des pluies journalières maximales. Cette méthode

## Chapitre III Etude hydrologique

---

permet d'augmenter la taille de l'échantillon de pluies journalières afin de permettre un calcul plus robuste des pluies extrêmes en incluant les cumuls remarquables mesurées à la station 02-18-05.

Son application se fait en plusieurs étapes :

- Préparation d'une base de données contenant les pluies maximales journalières et leur date d'occurrence pour chaque poste pluviométrique ;
- Composition de l'échantillon régional composite de grande taille en éliminant les événements concomitants (pour garantir l'indépendance des évènements) et en adoptant une normalisation des pluies maximales ;
- Analyse fréquentielle de l'échantillon régional composite.
- 

La base de données régionale est constituée de 6 postes inventoriés précédemment.

La méthode de normalisation des pluies journalières maximales est une standardisation, décrite par la formule suivante :

$$P_{jmax}^* = \frac{P_{jmax} - moyenne}{Ecart-type} \dots\dots\dots(III. 21)$$

Où  $P_{jmax}^*$  est la pluie journalière maximale standardisée,  $P_{jmax}$  la pluie journalière maximale annuelle, Moyenne et Ecart-type, la moyenne et l'écart-type de chacun des 6 échantillons de  $P_{jmax}$ .

Les échantillons des débits normés  $P_{jmax}^*$  aux poste pluviométriques sont représentés en Figure 19 ci-dessous. La variable de Gumbel ( $y_T$ ) est utilisée sur l'axe des abscisses. Elle est définie ci-dessous ;

$$y_T = -\ln (-\ln(1 - 1/T)) \dots\dots\dots III.22$$

Avec T la période de retour.

Les échantillons  $P_{jmax}^*$  aux stations (cf. Figure III-23) montrent une bonne homogénéité régionale, y compris en queue de distribution. La méthode des années-stations est donc valide.

## Chapitre III Etude hydrologique

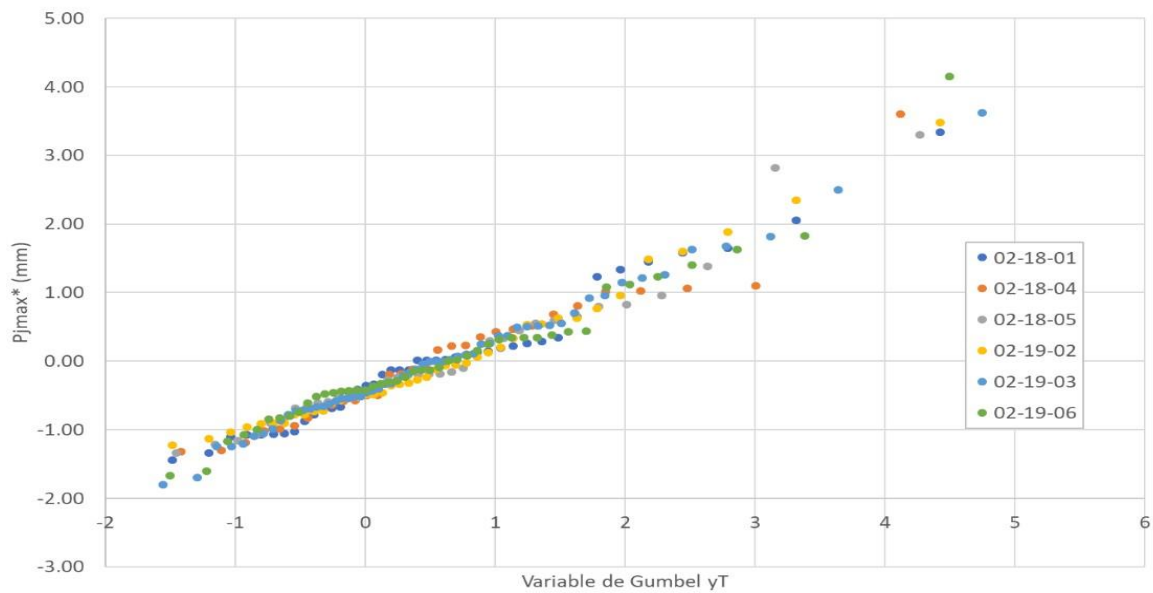


Figure III- 23 : Distributions des pluies journalières maximales annuelles normées aux postes pluviométriques.

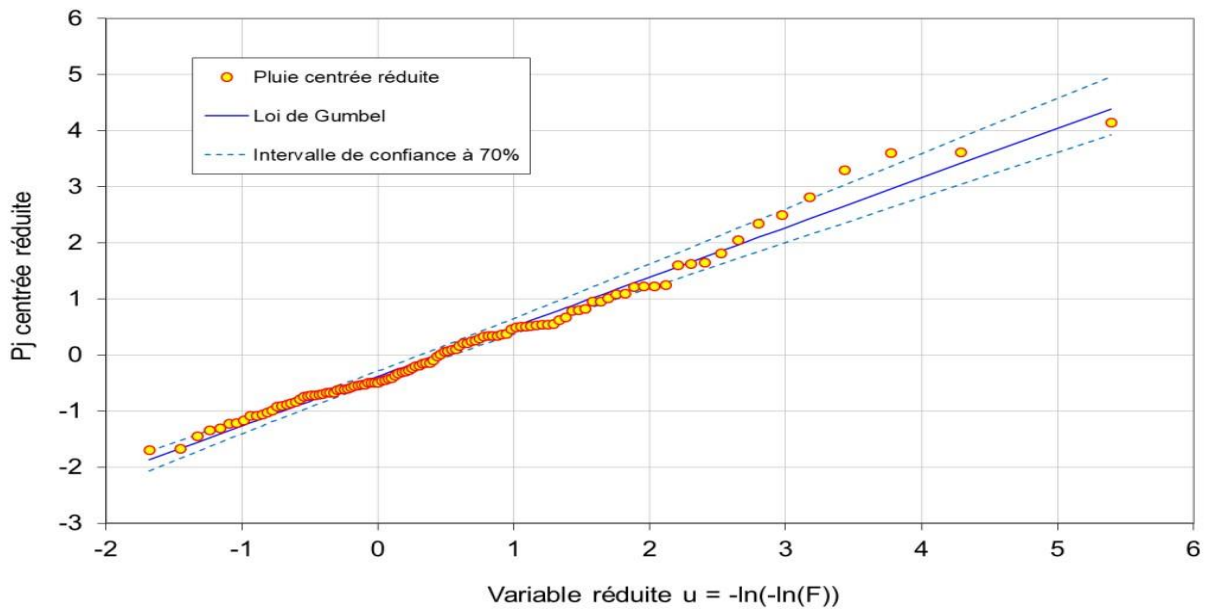
Un échantillon régional est sélectionné en ne retenant que la valeur maximale lorsque deux ou plusieurs pluies sont enregistrées pour le même mois et la même année. L'élimination des événements concomitants aboutit à un échantillon régional composite de 110 épisodes de pluie.

Une loi de Gumbel est alors ajustée sur cet échantillon régional (cf. Figure III-24) et les quantiles de pluie aux stations pluviométriques sont calculées à partir des quantiles des  $P_{jmax}^*$  en les déstandardisant.

Avec cette méthode, les quantiles de pluie aux postes pluviométriques sont plus importants que pour l'analyse précédente aux postes pluviométriques et le gradex des pluies journalières varie entre 18.5 et 20.5 mm pour les trois postes 02-19-

02, 02-19-03 et 02-19-06 en tête du bassin versant de l'Oued Bougdoura. Pour le poste 02-18-04, plus représentatif de l'aval du bassin versant de l'Oued Bougdoura, le gradex des pluies journalières est estimé à 19.5 mm.

## Chapitre III Etude hydrologique



**Figure III- 24 : Ajustement d'une loi de Gumbel - Echantillon régional constitué à l'aide de la méthode des Années-Stations**

	Pjmax*	02-18-01	02-18-04	02-18-05	02-19-02	02-19-03	02-19-06
Gradex(mm)		24.6	19.5	33.0	20.5	19.2	18.5
2	-0.06	68.3	56.3	75.1	55.0	58.4	63.6
5	0.95	96.1	78.4	112	78.3	80.2	84.5
10	1.61	115	93.0	137	93.7	94.7	98.4
50	3.07	155	125	192	128	126	129
100	3.69	172	139	215	142	140	142
1000	5.73	229	184	291	189	184	184

## Chapitre III Etude hydrologique

---

10000	7.77	285	229	367	237	229	227
-------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----

**Tableau III- 19 : Quantiles des pluies journalières et Gradex aux postes pluviométriques (en mm)**

- **Choix des quantiles des pluies journalières**

Les quantiles des pluies journalières sont calculés en considérant :

Le poste de Boghni, représentatif de la partie amont du bassin versant de

l'Oued Bougdoura à Souk Tleta,

Le poste 02-18-04, représentatif de la partie aval du bassin versant de l'Oued

Bougdoura à Souk Tleta. par une moyenne aux deux poste retenus des pluies estimées à l'aide de la méthode des Années-Stations prenant en compte les pluies maximales à une échelle régionale. Elles sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau III- 20 : Quantiles des pluies journalières - Oued Bougdoura**

Paramètres	X1Capacitédu réservoir de production=189 mm X2Coefficientd'échange=0,98
Nash(Q)	73.90
Nash(VQ)	80.92

## Chapitre III Etude hydrologique

---

Nash(ln(Q))	79.35
Bilan	100

- **Pluies de courtes durées**

Les pluies de courtes durées sont estimées à l'aide d'une relation de Montana en exploitant les résultats de l'Etude des crues du Nord de l'Algérie . Une carte du coefficient de la loi de Montana permettant de calculer les quantiles de pluie de courtes durées (1 heure à 24 heures) a été dressée (cf. Figure III-25) à partir de 143 postes pluviographiques.

Pour le bassin versant de l'Oued Bougdoura, la valeur du b de Montana est compris entre 0.55 et 0.60. On retient une valeur moyenne de 0.575.

# Chapitre III Etude hydrologique

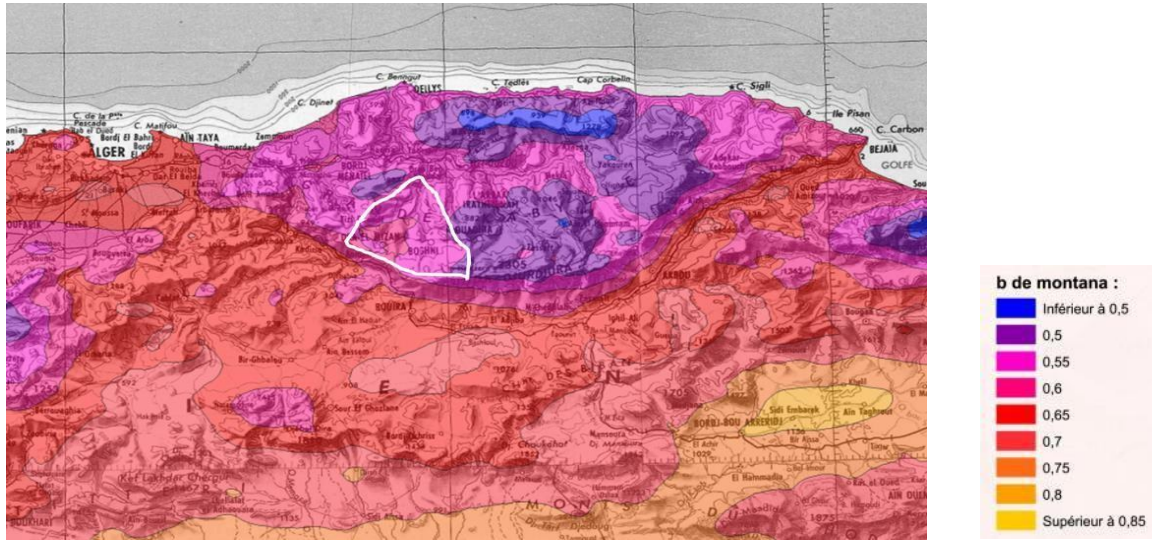


Figure III- 25 : Extrait - Carte du b de Montana

Les pluies de courtes durées sont alors calculées à l'aide de la formule

$$p(t \text{ en minute}) = a \cdot t^{1-b} \dots\dots\dots\text{III.23}$$

Ou « a » est un coefficient dépendant de la fréquence

Le paramètre a est ajustée à partir des quantiles sur une durée de 24 heures calculés à partir des quantiles des pluies journalières précédents affectés d'une correction de Weiss de coefficient 1.14.

Les quantiles de pluies retenus sont montrés en Tableau III.23

## Chapitre III Etude hydrologique

---

Tableau III- 21 : Quantiles des pluies de 1 heure à 24 heures

	1heure	3heures	6heures	12heures	24heures
Gradex (mm)	5.7	9.2	12.3	16.5	22.1
2	16.9	27.0	36.2	48.6	65.3
5	23.4	37.4	50.2	67.3	90.4
10	27.7	44.2	59.3	79.6	107
50	37.2	59.3	79.7	107	144
100	41.1	65.5	87.9	118	158
1000	54.4	86.7	116	156	210
10000	67.6	108	145	194	261

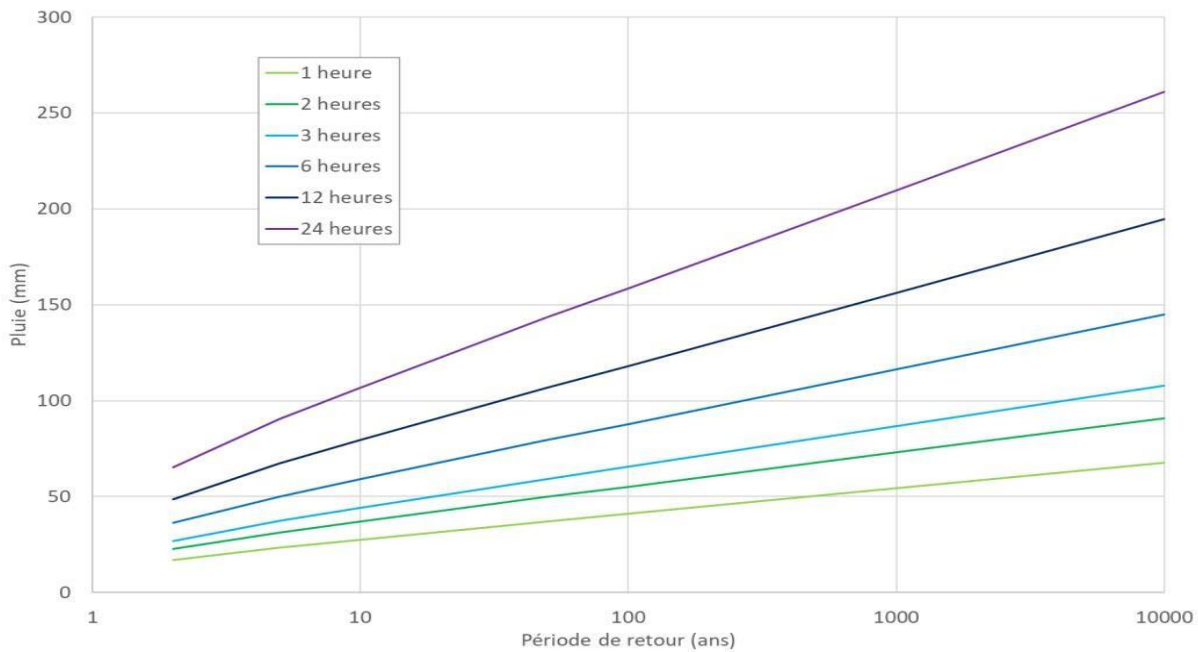


Figure III- 26 : Quantiles des pluies de 1 heure à 24 heures

Le Gradex des pluies en 24 heures est estimé à 22.1 mm et la pluie décamillénale en 24 heures se monte à 261 mm

- **Pluies de bassin versant**

L'abattement des précipitations à l'échelle du bassin versant sera négligé ce qui est conservatif.

Les quantiles de pluie présentés précédemment sont conservés à l'échelle du bassin versant.

## Chapitre III Etude hydrologique

---

### III.1. 3.12 FORME DES HYDROGRAMMES DE CRUE

Les hydrogrammes aux stations utiles pour l'étude ne sont pas disponibles. La seule référence utilisée est extraite de l'étude des crues du Nord de l'Algérie .

Les caractéristiques aux stations hydrométriques 02-19-05 et 02-19-09 sont indiquées dans le Tableau 16.

Pour la station 02-19-09, le coefficient de pointe au pas de temps 24 heures est estimé à 1,7. Pour l'Oued Bougdoura, l'hypothèse d'une concomitance des crues de l'oued Bougdoura mesurée à la station 02-19-09 et des crues de l'Oued Ksari est retenue. Cette hypothèse amène à conserver la valeur de 1,7 pour le coefficient de pointe au pas de temps de 24 heures au droit du barrage de Souk Tleta.

**Tableau III- 22 : Caractéristiques des hydrogrammes de crue aux stations 02-19-05 et 02-19-09**

	02-19-05	02-19-09
Durée caractéristique(h)	5	16
Temps demontée(h)	4.8	9.5
Cp12h	2.5	1.3
Cp24h	4.5	1.7

La crue la plus importante observée à la station 02-19-09 et la crue du 30 mars 1974 (589 m<sup>3</sup>/s). Pour cette crue, générée par un cumul de pluie sur 48 heures de l'ordre de 220 mm équivalent à une pluie centennale, le coefficient de ruissellement a été estimée à 0,80.

## Chapitre III Etude hydrologique

---

### III.1. 3.13 ESTIMATION DES CRUES COURANTES

L'échantillon des données disponibles n'étant pas différent de celui utilisé dans l'étude des crues du Nord de l'Algérie, les ajustements statistiques sur les débits maximums annuels réalisés dans cette étude sont conservés (Cf. Figure 23). Ces ajustements sont réalisés selon les principes suivants :

- Les seuils en pluie et débit sont fixés pour avoir en moyenne trois dépassements par an ;
- La distribution des pluies est connue à travers la pluie journalière décennale et son Gradex ;
- Les crues observées sont constituées de crues ordinaires dépendant fortement de la nature du bassin et de crues généralisées liées aux précipitations par le paramètre J représentatif de la quantité maximale infiltrable par le bassin versant.

La distribution des crues ordinaires est ajustée sur les observations de débits journaliers les plus faibles. La distribution des crues généralisées se déduit des pluies journalières par la fonction du SCS si on connaît J. La distribution des crues supérieures à un seuil s'obtient alors par combinaison des crues ordinaires et généralisées :

$$G_j(Q)_{\text{sup seuil}} = G_j(Q)_{\text{ordinaire}} * G_j(Q)_{\text{généralisé}}$$

Le paramètre J est calé pour représenter au mieux les débits réellement observés.

Cette démarche permet d'obtenir des ajustements :

s'appuyant sur les observations de débits pour les crues faibles et moyennes valorisant l'information pluviométrique par une fonction de production largement éprouvée ; Donnant des estimations cohérentes avec la méthode du Gradex pour les fréquences rares.

# Chapitre III Etude hydrologique

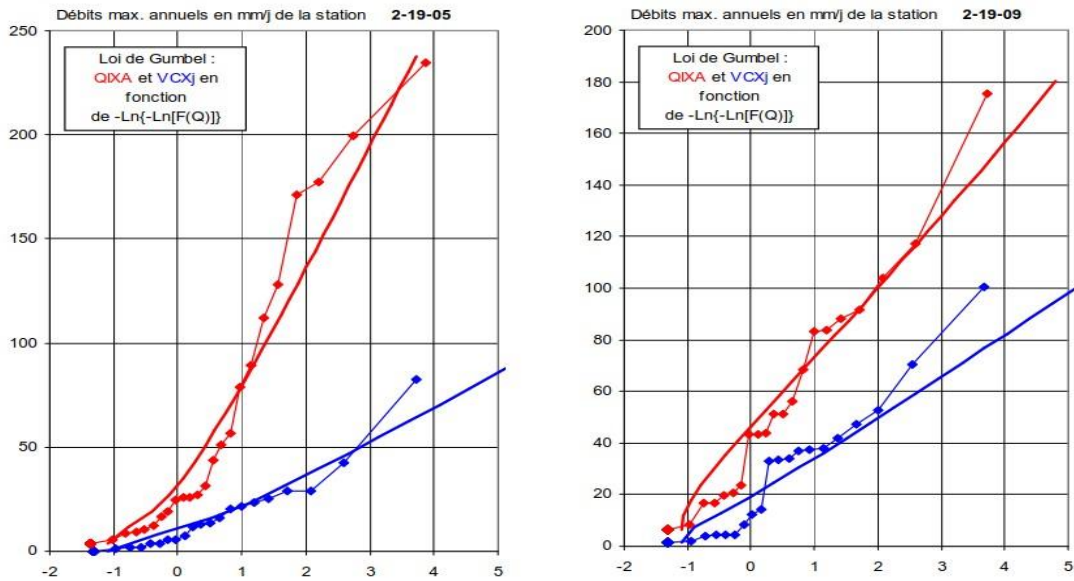


Figure III- 27 : Ajustement statistique - Station 02-19-09 et 02-19-05 (Source [2])

Avec ces ajustements, la crue décennale est estimée à 118 m<sup>3</sup>/s pour la station 02-19-05 en tête de bassin versant et 360 m<sup>3</sup>/s pour la station 02-19-09.

Tableau III- 23 : Quantiles des crues courantes et des crues jusqu'à la crue Centennale

Période de retour	02-19-05	02-19-09	Kfr	Débit transposé à Souk Tleta
2ans	40	122	2.93	172
5ans	80	245	3.48	335
10ans	118	360	3.78	485
20ans	151	428	3.92	575

## Chapitre III Etude hydrologique

---

50ans	195	517	4.07	690
100ans	229	586	4.16	780

Les quantiles des crues de l'oued Bougdoura estimés à la station 02-19-09 sont transposés au droit du barrage de Souk Tleta à l'aide du coefficient de Francou- Rodier, souvent utilisé en hydrologie opérationnelle. Ce coefficient s'exprime de la façon suivante :

$$K_{fr} = 10 \times \left( 1 - \frac{\ln\left(\frac{Q}{10^6}\right)}{\ln\left(\frac{S}{10^8}\right)} \right) \dots\dots\dots III.23$$

Avec

:

- S = surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)
- Q = Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s).

La crue décennale au barrage de Souk Tleta est estimée à 485 m<sup>3</sup>/s.

### **III.1. 3.14 EXTRAPOLATION AUX CRUES EXTREMES**

#### ***a)-. Méthode du Gradex***

##### **a)-1. présentation de la methode**

L'extrapolation du domaine observé des crues aux épisodes exceptionnels peut être réalisé par application de la méthode du Gradex. Cette méthode suppose notamment, qu'au-delà d'un certain seuil (point pivot), toute précipitation supplémentaire ruisselle, si bien que la loi de répartition des débits suit la loi de répartition des précipitations.

La mise en œuvre de la méthode nécessite en particulier :

## Chapitre III Etude hydrologique

---

- de déterminer le point pivot d'application de la méthode, habituellement compris entre le quantile décennal et le quantile vicennal (voir supérieur pour certains grands bassins versants) mais qui peut être inférieur pour des bassins versants présentant une forte aptitude au ruissellement,
- de choisir un pas de temps d'application D (permettant de lier les lames d'eau précipitées aux lames d'eau écoulées pendant cette durée D)
- De déterminer un coefficient de pointe, pour estimer les débits instantanés maximaux en fonction des débits de durée D.

### a)-.2. HYPOTHESES

La méthode du Gradex est appliquée en considérant les hypothèses suivantes :

- La durée de base considérée est de 24 heures soit une durée de l'ordre de 2 fois le temps de concentration du bassin versant.
- Le point pivot est choisi à  $T=10$  ans.
- La valeur du coefficient de pointe au pas de temps de 24 heures est conforme à la valeur donnée à la station 02-19-09 soit 1,7.
- Le gradex des précipitations au pas de temps de 24 heures est estimé à 22,1 mm (cf. 0).

### a)-.3. RESULTATS

Les résultats de l'extrapolation à l'aide de la méthode du Gradex sont donnés dans le Tableau 24.

## Chapitre III Etude hydrologique

Tableau III- 24 : Méthode du Gradex - Quantiles des crues exceptionnelles de l'Oued Bougdoura à Souk Tleta

Période de retour T(ans)	Durée de base 24 heures  Cp24h=1,7 G=22,1mm Pivot :10ans	
	Débit en 24 heures (m <sup>3</sup> /s)	Débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)
10	285	485
20	370	630
50	485	825
100	570	965
500	760	1300
1000	845	1440
5000	1040	1770
10000	1120	1910

La crue décennale est estimée à 1 910 m<sup>3</sup>/s.

### *b)-. Modèle NCRS-CN*

#### • b)-.1. présentation du modèle

Cette méthode de détermination des quantiles de crue, très employée en hydrologie, permet de faire intervenir directement l'état du sol. Elle consiste à faire l'hypothèse suivante : à un instant t donné, le rapport entre l'infiltration cumulée jusqu'à l'instant t et l'infiltration potentielle en début d'épisode est égal au rapport entre le ruissellement cumulé et la pluie cumulée en tenant compte d'une rétention initiale, soit :

$$\frac{(P(t) - I_a - R(t))}{S} = \frac{R(t)}{P(t) - I_a}$$

Avec

- P(t) hauteur de pluie tombée entre 0 et t
- R(t) lame nette écoulée entre 0 et t
- S capacité maximale d'infiltration
- I<sub>a</sub> : infiltration initiale variant entre 0,05.S et 0,2.S
- P(t) - R(t) infiltration cumulée entre 0 et t

On a donc :

La fonction dite de production :

La capacité maximale d'infiltration S du bassin versant s'exprime en fonction du

Curve Number à l'aide de l'équation:

$$S=25,4(1000/CN- 10)$$

CN (Curve Number) est un coefficient de saturation fonction de la nature du sol

et de l'antécédent pluviométrique .

Le débit se déduit alors de la lame nette écoulée à l'aide de la surface du bassin versant considéré et d'un hydrogramme unitaire.

## Chapitre III Etude hydrologique

---

On peut ainsi déterminer un hydrogramme de crue à partir d'un hydro gramme et associer un débit de pointe à une pluie de période de retour T et de durée correspondant à un temps caractéristique du bassin versant. Le débit de pointe de l'hydro gramme ainsi estimé sera alors le quantile de crue pour la période de retour T.

### b)-2. calage du modèle

Le modèle est d'abord calé sur la crue décennale en pointe, le principal paramètre de calage étant le Curve Number (CN) qui permet d'ajuster la pointe de l'hydrogramme généré par le modèle.

Les pluies sont entrées sous la forme d'un hétérogramme mono-fréquence respectant les quantiles donnés en paragraphe 0.

Les résultats du calage sont donnés dans le tableau suivant pour la crue décennale.

**Tableau III- 25: Paramètres et calage du modèle SCS**

LagTime	450minutes
Rétention initiale	11mm
CurveNumber	77
Débitdebase(m3s)	6

La valeur du Curve Number est assez forte pour un bassin versant de couvert forestier peu dense sur un socle rocheux de perméabilité non négligeable.

Le modèle va d'abord être utilisé avec cette valeur.

Puis, comme préconisé par Ward , pour tenir compte d'un antécédent pluviométrique exceptionnellement humide, les valeurs du Curve Number vont être augmentées pour les crues de fréquences plus rares que la crue décennale. Pour la crue décamillénale, le Curve Number prend la valeur de 88, ce qui est une valeur exceptionnelle avec le couvert forestier et la nature des sols du bassin versant de l'Oued Bougdoura. Cette valeur est représentative d'un

## Chapitre III Etude hydrologique

---

antécédent pluviométrique très important. La crue du 30 mars 1974 pour laquelle, un coefficient de ruissellement de 0,80 a été atteint justifie ce choix.

**Tableau III- 26: Modèle SCS - Valeur du Curve Number**

Période de retour T (ans)	Curve Number constant	Curve Number variable
50	77	80
100		81
1000		84
10000		88

### b)-3. Résultats

#### b)-3.1. Curve Number constant

Les résultats de l'extrapolation à l'aide du modèle du NCRS-CN sont donnés dans le Tableau III-27.

**Tableau III- 27 : Modèle NCRS-CN avec CN constant - Quantiles des crues exceptionnelles de l'Oued Bougdoura à Souk Tleta**

	Débit en 24 heures (m <sup>3</sup> /s)	Débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)
10	285	485
50	445	765

## Chapitre III Etude hydrologique

---

100	510	880
1000	745	1300
10000	990	1730

La crue décennale est estimée à 1 730 m<sup>3</sup>/s.

Pour la crue décennale, le coefficient de ruissellement est estimé à 0.74, ce qui est un peu faible en comparaison des observations sur la crue de mars 1974.

### b)-3.2. Curve Number variable

Les résultats de l'extrapolation à l'aide du modèle du NCRS-CN sont donnés dans le Tableau III-28.

La crue décennale est estimée à 2000 m<sup>3</sup>/s.

Pour la crue décennale, le coefficient de ruissellement est estimé à 0.86 ce qui est cohérent avec ce qui a été observé pour la crue de mars 1974.

**Tableau III- 28 : Modèle NCRS-CN avec CN variable - Quantiles des crues exceptionnelles de l'Oued Bougdoura à Souk Tleta**

	Débiten24heures(m <sup>3</sup> /s)	Débitde pointe(m <sup>3</sup> /s)
10	285	485
50	480	830
100	555	965

## Chapitre III Etude hydrologique

1000	840	1470
10000	1150	2000

### III.1. 3.15 QUANTILES DE CRUES

Les quantiles de crue estimés avec les deux méthodes appliquées sont assez voisins (cf. Figure III-28).

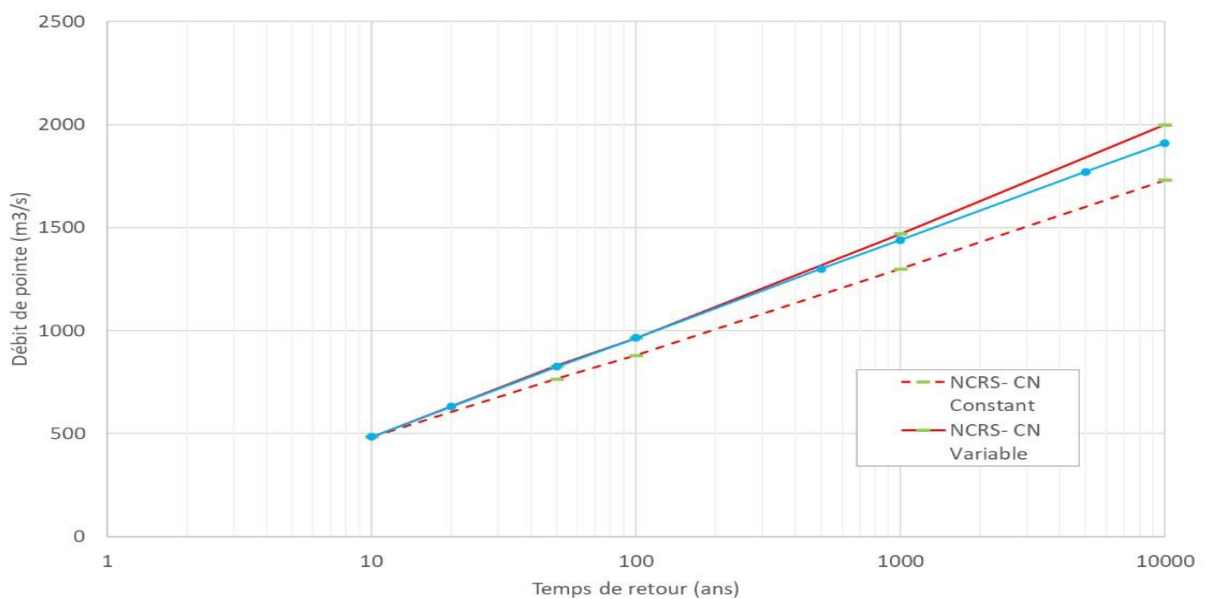


Figure III- 28 : Quantiles de crue - Méthode du Gradex et modèle du NCRS-CN

Au final, les quantiles de crues calculés avec la méthode du Gradex sont considérés comme représentatifs du bassin versant de l'Oued Bougdoura. Ce choix se justifie par le fait que le modèle du NCRS-CN est appliqué un peu au- delà de son domaine (surface < 250 km<sup>2</sup>) : ses résultats sont donc plus incertains.

Les quantiles de crue retenus sont indiqués dans le tableau suivant.

## Chapitre III Etude hydrologique

Tableau III- 29 : Quantiles de crue retenus

	Débiten24heures(m <sup>3</sup> /s)	Débitdepointe(m <sup>3</sup> /s)	Kfr pourledébit de pointe
10	285	485	3.78
20	370	630	3.99
50	485	825	4.21
100	570	965	4.34
500	760	1300	4.58
1000	845	1440	4.67
5000	1040	1770	4.83
10000	1120	1910	4.90

### III.1. 3.16 HYDROGRAMMES DE CRUE

Les hydrogrammes sont bâtis sur la base de la formule parabolique ci-après.

$$q(t) = \frac{D \cdot 2 \left(\frac{t}{T}\right)^\alpha}{1 + \left(\frac{t}{T}\right)^{2\alpha}}$$

## Chapitre III Etude hydrologique

---

L'exposant  $\alpha$  est calé de manière à respecter le débit de pointe et le volume global écoulé en 24 h et prend la valeur de 5. Le temps D, correspondant au temps de montée, est choisi à 15 heures.

Les hydrogrammes synthétiques sont reconstitués pour les différentes occurrences de crue.

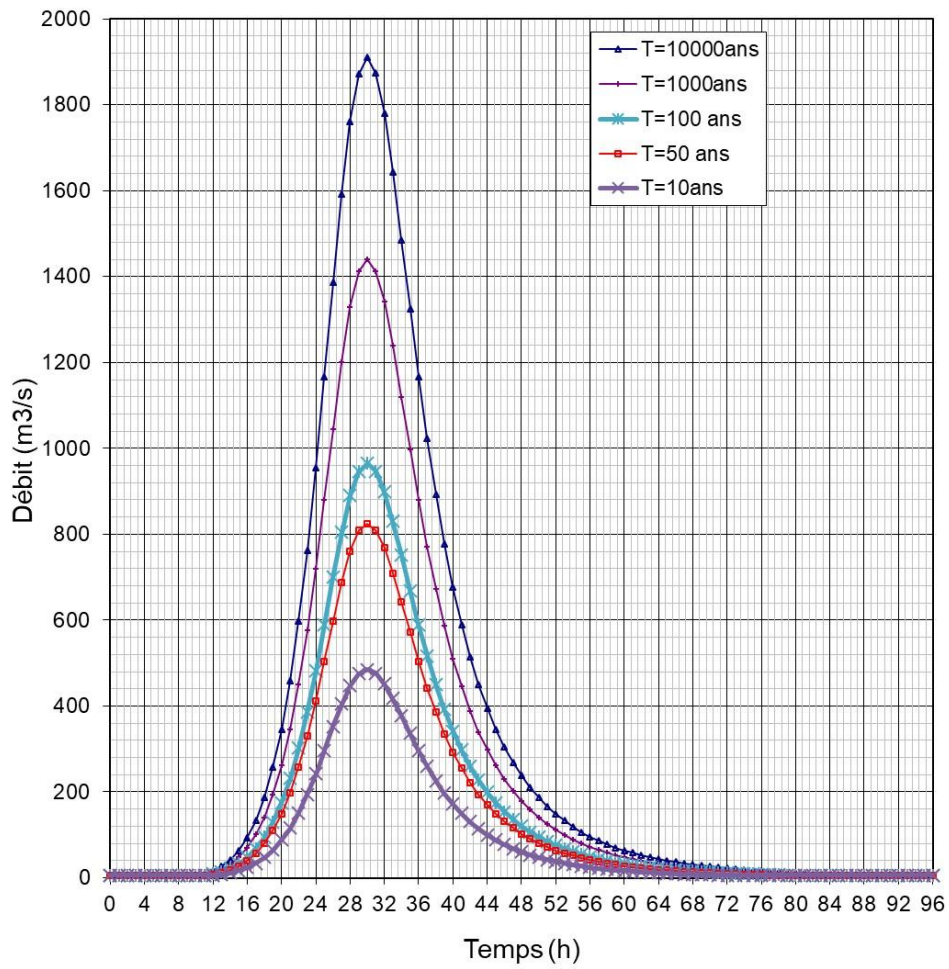
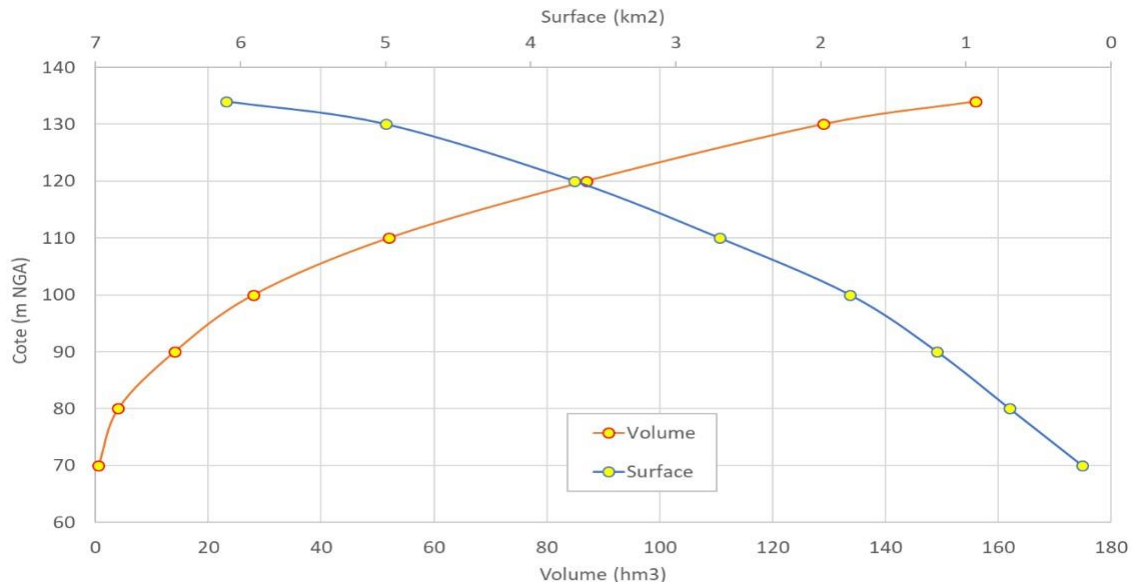


Figure III- 29 : Hydrogrammes de crue - Barrage de Souk Tleta

**III.1. 3.17 COURBE HAUTEUR-VOLUME SURFACE**

La courbe hauteur-volume-surface de la retenue de Souk Tleta est la suivante



**Figure III- 30: Courbe Hauteur-Volume-Surface - Retenue de Souk Tleta**

**III.2 APPORTS SOLIDES ET L'ESTIMATION DU VOLUME MORT**

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide .

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant .

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

**A) Formule de Tixeront**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km2/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.25)$$

Ou: E s: apport solide moyen annuel en suspension (t/Km2/An).

Le : lame d'eau écoulée. (Le =127.01 mm)

$\alpha$  : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ( $\alpha = 350$ ).

**Tableau III- 30 : valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité**

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Pour une lame d'eau écoulée égal à 66,09 mm, on obtient une valeur de t/Km2/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (III-26)$$

S: superficie du bassin versant en Km2.

$$E_s = 723.84(t/Km2/An).$$

$$D'où : A_s = 336586.49 \text{ t/An.}$$

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (III-27)$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3.$$

$$V_s = 210366.55 \text{ m}^3/\text{An}$$

**B). Formule de Sogreah:**

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots (III-28)$$

$\alpha$ : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ( $\alpha = 350$ ).

P: pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 832.68 \text{ t/Km}^2/\text{An}.$$

$$A_s = 387196.67 \text{ t/An}.$$

D'où :  $V_s = 241997.92 \text{ m}^3/\text{An}$

**Tableau III- 31 : résultat de calcul**

Formule	Apport solide (m <sup>3</sup> /an)
Tixeront	210366.55
Sogreah	241997.92

Les valeurs finalement adoptées sont celles obtenues par la formule de Tixeront.

### III.3 ETUDE DES CRUES

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de Retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe.

**Tableau III- 32: Débits fréquentielles calculés**

PERIODE DE RETOUR	10000	1000	100	50	20	10
Qmax (m3)	985	750	514	443	348	274

### III.4. 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.

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

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

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III-27)$$

Qmax (%): débit maximum de fréquence donnée.

Qt: débit instantané au moment (t).

tm,td: temps de montée et de décrue.

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

On considère généralement que:

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \delta t_m$$

$\delta$  : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III- 33 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$ 

Condition	$\delta$
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin on prend  $\delta=2$ .

Donc :  $t_d = 2 * t_m$ .

On a donc:

$t_m = t_c = 3,3 \text{ h}$

$t_d = 2 t_m = 6,6 \text{ h}$

$t_b = t_m + t_d = 9,9 \text{ h}$

Pour construire l'hydrogramme des crues, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,1%, 0,1%, les résultats obtenus sont exposés dans le tableau III-28:

### III.5 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET ET CRUE DE CHANTIER

#### III.5.1 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.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci,

contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- précision
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**Tableau III- 34 : Crues de projet recommandé.**

<b>Catégorie des dommages</b>	<b>Crue de projet recommandé</b>
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle–perméabilité...etc.)

On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I<sub>a</sub> : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I<sub>d</sub> : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I<sub>r</sub> : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue millénaire .

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est important (présence de zones urbaines denses à l'aval, donc on prend toutes les précautions qui s'imposent on coïncidera que le risque est élevé (degré 03) et on opte pour la crue déca millénaire.

**Tableau III- 35: Choix de la crue de projet.**

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude

Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) +\text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max}(0.1\%)$ et $Q_{\max}(0.2\%)$	$Q_{\max}(0.1\%)$

La crue de projet est déterminée pour une période de retour de 10.000 ans. Donc pour un débit qui vaut :

$$Q_{0.1\%} = 1920 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

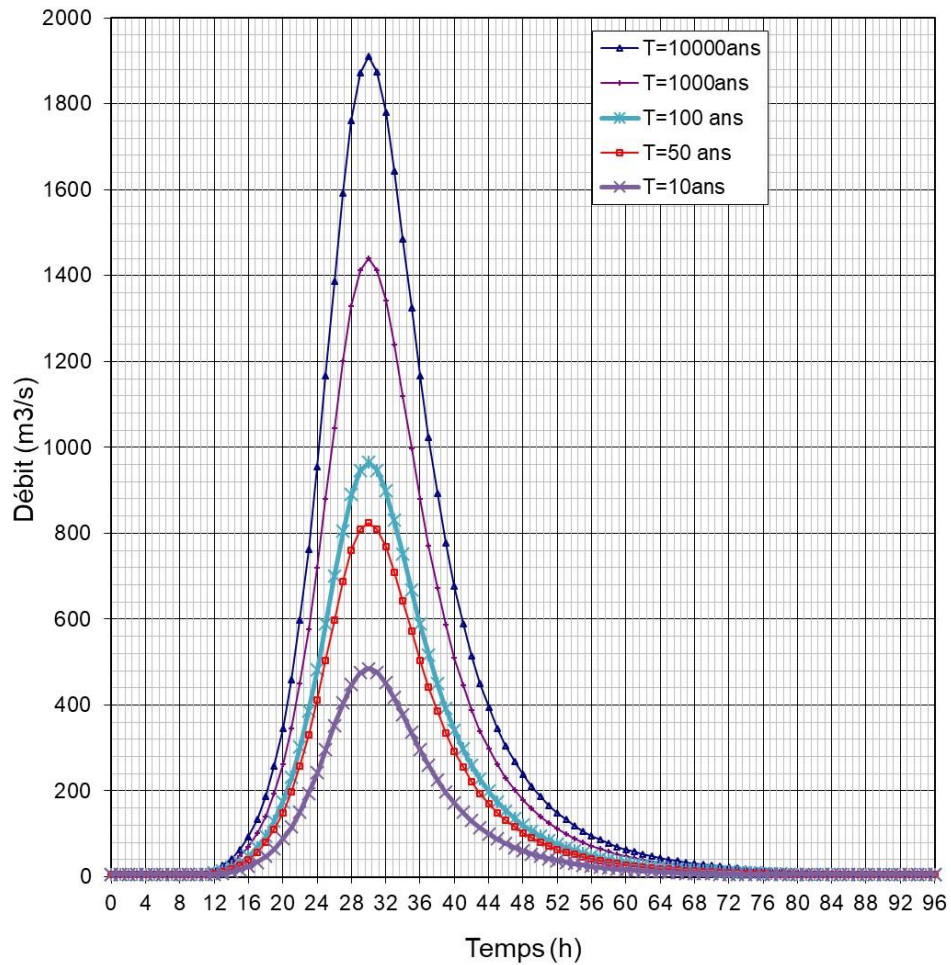
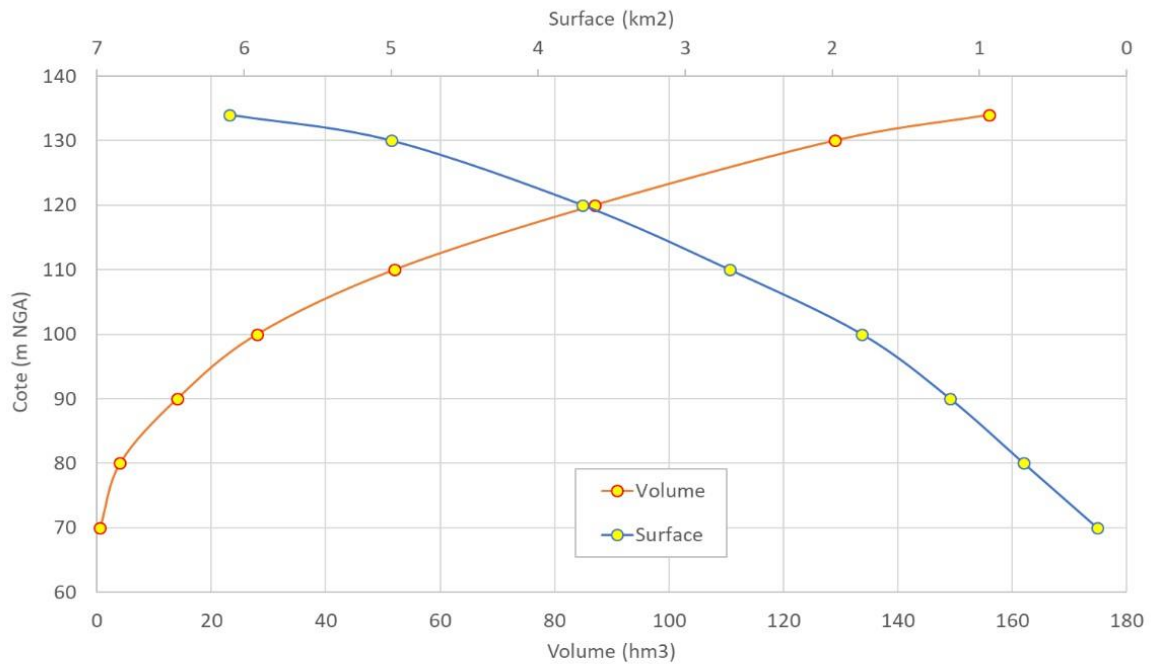


Figure III- 31 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 10 000 ans

### III.5.2. Courbe Hauteur-Volume Surface

La courbe hauteur-volume-surface de la retenue de Souk Tleta est donnée à la figure suivante



**Figure III- 32 : Courbe Hauteur-Volume-Surface - Retenue de Souk Tleta**

### III.5.3 Choix de la crue de Chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des niveaux d'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 faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La

protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation

Proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues ciquantenaes ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 100 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans La digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, Par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement

De ce qui précède et vu toutes ces exigences, je vais choisir la crue centennale (100 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{100\%} = 965 \text{ m}^3/\text{s}$$

### III.6 Régularisation

L'objectif essentiel pour le calcul de régularisation, l'approvisionnement en eau de la population Quand a son but, c'est la détermination de la capacité de la retenue et la cote correspondante.

La régularisation peut être saisonnière ou interannuel suivant le bilan apport-demande de l'année.

Les données de base pour faire une régularisation sont :

- Répartition mensuel de l'apport 80%
- Répartition mensuel des besoins
- courbes hauteur-capacité-surface

### III.6.1 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Tableau III- 36 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	année
A80%	0,52	1,06	5,76	10,3	10,8	17,38	23,97	15,67	9,37	3,97	0,92	0,29	100
A80%	0,25	0,50	2,72	4,87	5,10	8,21	11,33	7,40	4,43	1,88	0,43	0,14	47,25

### III.6.2 Répartition des besoins

Tableau III- 37: Répartition mensuelle des besoins en eau potable :

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	an
Dem(Hm3)	7.2	6.5	6.3	5.9	5.8	5.8	5.9	6.1	6.4	6.6	7.3	7.2	77
%	7.7	7.5	7.7	7.9	8.3	8.7	9.5	9.3	9.3	8.4	8.2	7.7	100

Tableau III- 38: Répartition mensuelle des besoins en irrigation :

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	an
DEM(Hm3)	2.94	0.84	0	0	0	0	0	0.63	2.94	4.2	5.04	4.41	21
%	14	4	0	0	0	0	0	3	14	20	24	21	100

Tableau III- 39 : Répartition mensuelle des besoins totaux(aep+irrigation) :

mois	sep	oct	no v	de c	ja n	fe v	ma r	avr	mai	jui	juil	aou	an
DEM(Hm3)	10.1	7.3	6.3	5.9	5.	5.	5.9	6.7	9.3	10.	12.3	11.6	9

)	4	4			8	8		3	4	8	4	1	8
---	---	---	--	--	---	---	--	---	---	---	---	---	---

Pour notre cas l'apport est  $A=47,25\text{Hm}^3$  inférieure a la demande (aep+irrigation) =  $98\text{Hm}^3$ , alors on optera pour une régularisation interannuel.

**III.6.4 Volume mort**

Les valeurs finalement adoptée pour le debit solide déposé au niveau de l'exutoire est de  $723,84 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}$  soit un envasement annuel égal à  $210366.55\text{m}^3\text{/An}$ .le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans par:

$$V_m = 50.V_s$$

$V_s$ : l'envasement annuel en  $\text{m}^3\text{/An}$

$V_{om} = 10,52 \text{ hm}^3$

**III.6.5 Calcul du volume utile**

**III.6.5.1 Régularisation interannuelle**

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$Vu (inter) = (Bs+Bp l u r)Wo \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec:

**Bs** : composante saisonnière

**B p l u r** : composante interannuel

**Wo** : l'apport moyen interannuel

La composante interannuelle **B p l u r** est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov- Svaizé, cette composante **B p l u r** est fonction de  $:(P\%, \alpha, C_v, C_s, r)$

$\alpha$ : Coefficient de régularisation.

P% : Probabilité de garantie

Cs : Coefficient d'asymétrie

Cv : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

**Tableau III- 40: Tableau de Radkovitch  $r = f(M_0)$  :**

module spécifique $M_0$ (l/s.km <sup>2</sup> )	>20	20 - 10	10 - 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a:  $M_0 = 4.03$  l/s/Km<sup>2</sup>     **donc**,  $r = 0,3$

Donc on est dans le cas où  $C_s = 2 C_v$  et  $r = 0,3$ ; on utilise les graphiques de Pléchkov qui donnant pour :

$$P=80\% \quad \alpha = 0,9$$

$$C_v = 0,59$$

$$C_s = 2 C_v = 1,18$$

$$B_p \text{ u } r = 1$$

$$V_p \text{ u } r = B_p \text{ u } r W_0 = 1 * 59.06 = 59.06 \text{ Hm}^3$$

**La composante saisonnière  $B_s$** 

$$B_s = \alpha_{et} \cdot W_{et}$$

$\alpha_{et} = N_{et}/12$  : la durée relative de l'étiage au cours de l'année.

$W_{et} = \Sigma W_m / \Sigma W_{pm}$  : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\Sigma W_m$  : l'apport pendant la période d'étiage.

$\Sigma W_m$  : l'apport total pendant les 12 mois de l'année.

AN :

$$T_{et} = 6/12 = 0.5$$

$$W_{et} = 7.38/59.06 = 0.125$$

$$B_s = 0.34$$

$$V_u(\text{inter}) = (1 \cdot 59.06) + (0.34 \cdot 59.06) = 79,14$$

Le volume au niveau normal de la retenue est:  $V_{NNR} = V_m + V_{u(\text{inter})}$  implique que :

$$V_{NNR} = 90 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$NNR = 122 \text{ m.NGA}$$

**Conclusion**

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont :

$$NVM = 85 \text{ m}$$

NNR=122m

Volume mort=10,52Mm<sup>3</sup>

Volume utile=79,14Mm<sup>3</sup>

Volume normal de la retenue=90Mm<sup>3</sup>

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité.

**Chapitre IV**  
**Dérivations provisoires.**

# Chapitre IV Dérivations provisoires

---

## IV. INTRODUCTION

Ces ouvrages ont pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Ils sont accompagnés le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers les dérivations provisoires et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

Dans notre cas ; on a opté pour deux galeries de dérivation provisoires en béton qui serviront ensuite comme ouvrages permanents (galeries de vidange de fond et de prise d'eau).

### IV.1 TYPE D'OUVRAGES DE DERIVATIONS PROVISOIRE

- **Galeries de dérivation**

Ces ouvrages en souterrain sont réservés aux vallées rocheuses étroites, leurs avantages est d'éviter l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout lors du contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (exemple ; vidange de fond).

- **Canal de dérivation**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges dans le cas où les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

### Conclusion

En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par deux galeries et des batardeaux.

# Chapitre IV Dérivations provisoires

---

## IV.2 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT

Il n'existe aucune loi qui fixe le choix de la crue de dimensionnement mais seule l'économie et l'hydrologie peuvent en décider, dans notre cas on a dimensionné avec une crue centennale.

Le débit maximum de cette crue est  $Q'_{\max(100\%)} = 965 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour chaque galerie de dérivation,  $Q_{\max(100\%)} = 1/2 \times Q'_{\max(100\%)} = 483 \text{ m}^3/\text{s}$

### Succession des travaux

- 1<sup>ère</sup> étape

Mise en place d'un batardeau partiel pour pouvoir entamer les travaux de la galerie.

- 2<sup>ème</sup> étape

Construction de l'ouvrage de dérivation qui s'agit d'une galerie dans notre cas.

- 3<sup>ème</sup> étape

- La coupure et dérivation de la rivière par la construction d'un batardeau amont.
- Empêcher le retour d'eau vers la galerie par la construction du batardeau aval.

- 4<sup>ème</sup> étape

Une fois les travaux achevés ; la galerie réalisée ; on enlève les batardeaux, ensuite on passe à la mise en eau.

## IV.3 Dimensionnement des dérivations provisoires

### IV.3.1 LES GALERIES DE DERIVATION

#### A- L'ÉCOULEMENT A SURFACE LIBRE

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régi par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué,

## Chapitre IV Dérivations provisoires

---

$S$  : Section mouillée  $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0)$ .

$R$  : Rayon hydraulique,  $R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}$

$P_{\text{cr}}$  : Périmètre mouillé,  $P = R\theta_{\text{rad}}$

Coefficient de Chézy,  $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

$n$  : Coefficient de rugosité,  $n = 0,015$ .

$i$  : pente du tunnel,  $i = 0,0055$

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left( 1 - \frac{h}{r} \right)$$

### b- L'écoulement en charge

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z}$$

Où :

$Q$  : débit évacué

$S$  : section de la galerie  $S = \pi \frac{D^2}{4}$

$g$  : accélération de la pesanteur [m/s<sup>2</sup>].

$Z$  : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot i) - \frac{D}{2}$$

## Chapitre IV Dérivations provisoires

---

$\mu$  : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 365 m]

I : pente de la galerie [I = 0,0055]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot l}{D}}}$$

**\* coefficient de résistance singulière**

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

$\lambda$ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$n = 0,014m^{-1/3}$ .s Rugosité du béton.

Tableau IV- 1: Coefficient de débits.

## Chapitre IV Dérivations provisoires

Dg	$\Sigma \zeta_i$	$\lambda$	$\lambda l/D$	$1 + \Sigma \zeta_i + \lambda l/D$	$\mu$
2	1,5	0.019	3.452	5.952	0.41
3	1,5	0.017	2.010	4.510	0.47
4	1,5	0.015	1.370	3.870	0.51
5	1,5	0.014	1.017	3.517	0.53
6	1,5	0.013	0.798	3.298	0.55
7	1,5	0.013	0.650	3.150	0.56
8	1,5	0.012	0.544	3.044	0.57

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot l - D/2)$$

Tableau IV.02 :  $Q = f(D)$ .

Dg	$\mu$	S [m <sup>2</sup> ]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
2	0.41	3.14	5.70	H+1.02	5,70. $\sqrt{Z}$
3	0.47	7.065	14.74	H+0,53	14,74. $\sqrt{Z}$
4	0.51	12.56	28.28	H+0,025	28,28. $\sqrt{Z}$
5	0.53	19.625	46.35	H-0,474	46,35. $\sqrt{Z}$
6	0.55	28.26	68.93	H-0,974	68,93. $\sqrt{Z}$
7	0.56	38.465	96.00	H-1.474	96.00. $\sqrt{Z}$
8	0.57	50.24	127.56	H-1.974	127.56. $\sqrt{Z}$

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

## Chapitre IV Dérivations provisoires

On détermine les volume d'eau stockée a partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 100% pour chaque heure du temps de crue, et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (IV-2).

Tableau IV- 2 :  $H_{dév} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	$1/2 \times Q_{moy}(m^3/s)$	V ( $m^3$ )	$h_{dév}$
0	5	5	2.50	0	1.97
0.5	10	7.50	3.75	6 750.00	1.97
1	40	23.75	11.88	28 125.00	1.98
1.5	80	51.88	25.94	74 812.50	2.01
2	110	80.94	40.47	147 656.25	2.07
2.5	150	115.47	57.73	251 578.13	2.17
3	170	142.73	71.37	380 039.06	2.28
3.5	188	165.37	82.68	528 869.53	2.39
4	192	178.68	89.34	689 684.77	2.46
4.5	200	189.34	94.67	860 092.38	2.52
5	210	199.67	99.84	1 039 796.19	2.58
5.5	225	212.34	106.17	1 230 898.10	2.66
6	250	231.17	115.58	1 438 949.05	2.79
6.5	300	265.58	132.79	1 677 974.52	3.05
7	390	327.79	163.90	1 972 987.26	3.62
7.5	410	368.90	184.45	2 304 993.63	4.06
8	450	409.45	204.72	2 673 496.82	4.55
8.5	470	439.72	219.86	3 069 248.41	4.94
9	490	464.86	232.43	3 487 624.20	5.29

## Chapitre IV Dérivations provisoires

9.5	550	507.43	253.72	3 944 312.10	5.93
10	650	578.72	289.36	4 465 156.05	7.12
10.5	710	644.36	322.18	5 045 078.03	8.35
11	750	697.18	348.59	5 672 539.01	9.44
11.5	790	743.59	371.79	6 341 769.51	10.47
12	810	776.79	388.40	7 040 884.75	11.24
12.5	850	813.40	406.70	7 772 942.38	12.14
13	890	851.70	425.85	8 539 471.19	13.12
13.5	910	880.85	440.42	9 332 235.59	13.89
14	965	922.92	461.46	10 162 867.80	15.06

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau IV-3

**Tableau IV- 3 : Résultats du laminage.**

D (M)	2	3	4	5	6	7	8
Z (m)	7 239.92	1 081.18	285.97	109.49	49.51	25.52	14.46
Q (m <sup>3</sup> /s)	483	483	483	483	483	483	483

### IV.3.2 LE BATARDEAU

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

## Chapitre IV Dérivations provisoires

---

### A- LA REVANCHE DU BATARDEAU :

La revanche est prise égale à 1,5m.

### B- CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE DU BATARDEAU :

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

- **Formule de KNAPPEN** :  $b = 1,65\sqrt{H_b}$  (m)..... (1)
- **Formule de PREECE** :  $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$  (m)..... (2)
- **Formule simplifiée** :  $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$  (m)..... (3)

Tableau IV- 4 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	H <sub>bat</sub> [m]	b (m)
2	13,28	6,01
3	10,84	5,43
4	9,73	5,15
5	10,78	5,42
6	10,02	5,22
7	15	6.2
8	17	7

### IV.3.3.CALCUL D'OPTIMISATION DE LA DERIVATION

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que son équivalent en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour que la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

## Chapitre IV Dérivations provisoires

### ❖ Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum  $Q_{\max}$  et  $Q_{\min}$ .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

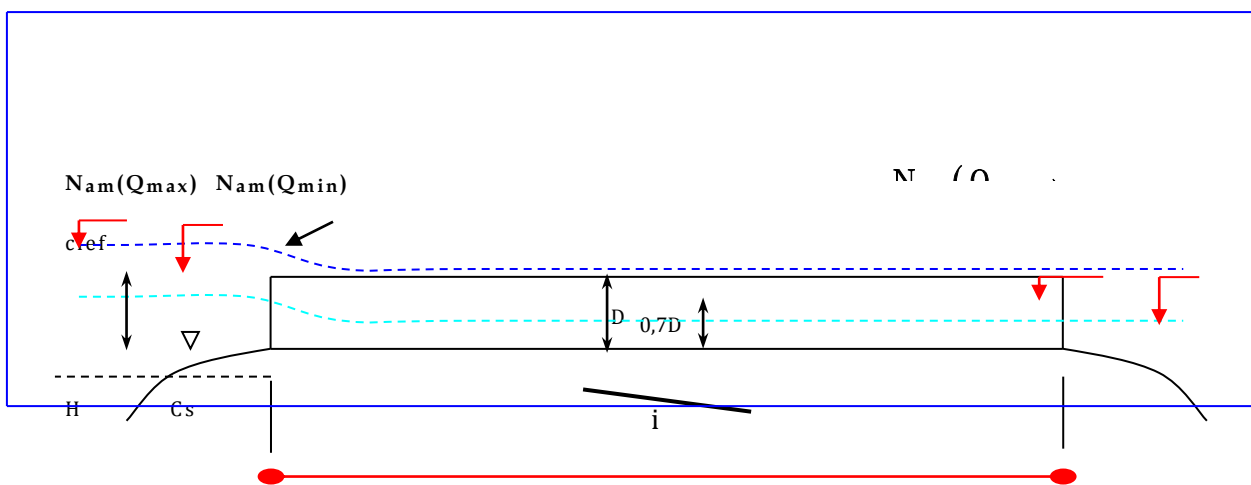


Figure IV- 1: Schéma de calcul

Tableau IV- 5 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	$D$ (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m <sup>2</sup> )
	3	Profondeur de remplissage	$h_0 = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m <sup>2</sup> )
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{\max} / A_1$ (m/s)

## Chapitre IV Dérivations provisoires

	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l \text{ (m)}$
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2 \text{ (m)}$
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l \text{ (m)}$
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o \text{ (m NGA)}$
	13	cote de niveau d'eau à l'entrée de tunnel	$N_l = N_{am} - Z_{entr} \text{ (m NGA)}$
	14	Cote du seuil	$C_s = N_l - h_o \text{ (m NGA)}$
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	$H_{bat}$
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 6H_{bat}).H_{bat}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	$L^{b_{moy}} \text{ (m)}$
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F \text{ (m}^3\text{)}$
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

## Chapitre IV Dérivations provisoires

Tableau IV- 6: Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	D Désignation	valeurs						
			2	3	4	5	6	7	8
Paramètres hydrauliques	1	D [m]							
	2	A [m <sup>2</sup> ]	3.14	7.065	12.56	19.625	28.26	38.465	50.24
	3	h0 [m]	1.4	2.1	2.8	3.5	4.2	4.9	5.6
	4	A1	2.3236	5.2281	9.2944	14.5225	20.9124	28.4641	37.1776
	5	Rh [m]	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4
	6	C	65.60	70.19	73.63	76.42	78.78	80.83	82.64
	7	V [m/s]	207.87	92.39	51.97	33.26	23.10	16.97	12.99
	8	i	16.73	1.93	0.42	0.13	0.05	0.02	0.01
	9	h1 [m]	6 107.86	702.68	151.51	46.09	17.43	7.66	3.76
	10	Zent [m]	2 202.28	435.02	137.64	56.38	27.19	14.68	8.60
	11	Z0 [m]	8 310.14	1 137.70	289.15	102.47	44.62	22.34	12.36
	12	Nam [mNGA]	8 377.64	1 205.20	356.65	169.97	112.12	89.84	79.86
	13	N1 [mNGA]	6 175.36	770.18	219.01	113.59	84.93	75.16	71.26
	14	Cs [mNGA]	6 173.96	768.08	216.21	110.09	80.73	70.26	65.66
Calcul des Volumes des travaux	15	Hbat [m]	8 315.14	1 142.70	294.15	107.47	49.62	27.34	17.36
	16	Fbat	207 482 961	3 925 296	261 633	35 400	7 733	2 433	1 026
	17	Lb moy [m]	165	165	165	165	165	165	165
	18	Vbat	34 234 688 634	647 673 826	43 169 427	5 840 976	1 276 022	401 477	169 245
	19	V'bat	3 423 468 863	64 767 383	4 316 943	584 098	127 602	40 148	16 924
	20	Vgal	1 146	2 579	4 584	7 163	10 315	14 040	18 338
	21	V'gal	1 719	3 868	6 877	10 745	15 472	21 060	27 506
	22	$\Sigma V'$	3 423 470 583	64 771 251	4 323 819	594 842	143 075	61 207	44 431

## Chapitre IV Dérivations provisoires

---

On opte pour deux galeries polycentriques parallèles de diamètre  $D=8m$  chaqu'une.

### IV.4 CONSTRUCTION DU BATARDEAU

On construit le batardeau de telle manière qu'il sera intégrer dans la digue ; la crête de batardeau devient la berme de la digue.

#### Crête du batardeau

La crête du batardeau aura une largeur de 5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre nue couche de matières synthétiques.

#### Les talus du batardeau

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 :3 c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.

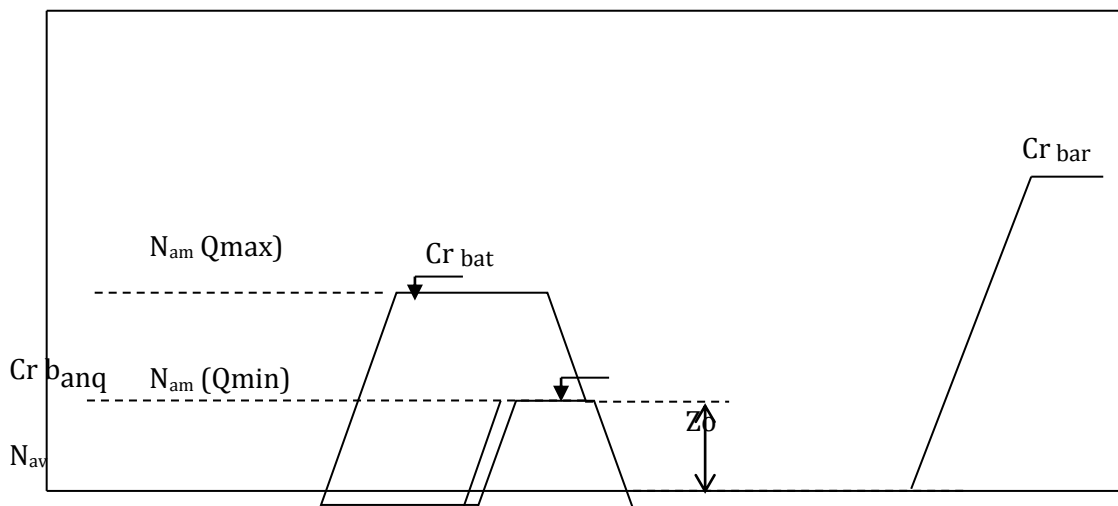
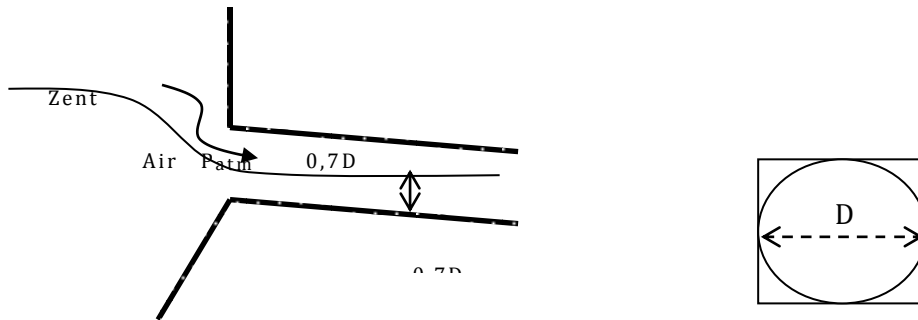


Figure IV- 2: Construction du batardeau Portail d'entree

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

## Chapitre IV Dérivations provisoires



Pour une perte de charge supérieure à  $0,3D$ , l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé, dans le cas de l'ouvrage définitif de vidange.

la ventilation sera rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ( $P < P_{atm}$ ) qui implique une vibration à l'intérieur.

$Z_o$  obtenu est supérieur à  $2.4$  m, la galerie est sous charge, un conduit d'aération pour l'anti-cavitation est à prévoir au niveau de la chambre des vannes sinon la fermeture de cours d'eau sera assujettie à de forte vibrations.

### IV.5 OUVRAGE DE RESTITUTION

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

$$v = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VII-15)$$

Où :

Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VII-16)$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

A.N :

## Chapitre IV Dérivations provisoires

---

$$V=9.61\text{ m/s} \quad \Rightarrow F=1.08$$

**Le débit unitaire :**

$$q = Q/l = 483 / 365 \Rightarrow q = 1.32 \text{ m}^2/\text{s}/\text{m.l}$$

**La hauteur critique :**

$$Y_c=8.6$$

L : longueur du bassin.

Donc :

$$L = 40\text{ m}$$

$$B = 0,8. \quad y_c = 0,8 \cdot 8.6 = 6.88 \text{ m}$$

### CONCLUSION

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 8m ce qui est correspondant à une hauteur du batardeau égal à 17.36 m.

Le batardeau de 17.36 m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue

## **Chapitre V**

### **Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau**

## ***INTRODUCTION***

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

### ***V.1 OUVRAGE DE VIDANGE DE FOND***

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

✚ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval .....).

✚ De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

✚ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

#### **– Conduite de vidange en charge**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

#### **– Conduites à écoulement libre**

## **Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau**

---

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ✚ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ✚ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

### **– Ouvrages de vidange à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

## ***V.2 CHOIX DE LA VARIANTE***

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on retient La canalisation en béton de type galerie, prévue initialement pour la dérivation des affluents en en phase provisoire de la réalisation des travaux, qu'on transforme en galerie de vidange de fond en prévoyant des bouchons, des vannes et la prise d'eau (grille) .

### ***V.2.2 RECOMMANDATION POUR LES DISPOSITIFS CONSTITUES DE LA CONDUITE DE VIDANGE***

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.

- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

### V.3. DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE

- CALCUL DU DEBIT DE VIDANGE

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>].

$T$  : temps de vidange (jours).

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{77 \cdot 10^6}{13.5 \cdot 24 \cdot 3600} + 2.66 = 65 \text{ m}^3/\text{s}$$

- CALCUL DE LA SECTION DE LA VIDANGE DE FOND ET SON DIAMETRE

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s).

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu = 0,8$

A.N :

$$S = \frac{65}{0,8 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 58,5}} = 2,39 \text{ m}^2$$

On adopte deux vannes de service et de gardes de dimensions suivantes :

- la vanne amont de garde afin que celle-ci ait les dimensions suivantes :

Largeur = 1.2m

Hauteur = 2.15m.

- la vanne aval de service:

Largeur = 1.2m

Hauteur = 1.8m

### ***V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA VIDANGE DE FOND - VANNES.***

Nous procéderons au dimensionnement des vannes de la vidange de fond du barrage de Souk' Tléta et ce afin d'assurer qu'elles puissent évacuer un débit de  $65 \text{ m}^3/\text{s}$  lorsqu'elles fonctionnent sous un niveau de Retenue Normale situé à la cote 122mNGA.

Deux vannes plates sont en série: Une vanne de garde, une vanne de service.

#### ***V.3. 1. CONFIGURATION***





## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

de l'amont vers l'aval:

- Une prise d'eau non munie de grilles
- Un coude à 90° de section rectangulaire Un changement de section carré/rond Un tunnel béton en charge
- Un bouchon en béton avec une chambre des vannes en partie supérieure accueillant :
  - Un convergent en acier
  - Un tronçon de blindage de section rectangulaire
  - Une vanne plate de garde de section rectangulaire
  - Un tronçon intermédiaire de blindage en acier
- Une vanne plate de service de section rectangulaire
- Un divergent en acier.
- Un tunnel béton à surface libre (n'ayant pas d'influence sur la capacité de débit de la vidange)

### V.3. 2. DEBIT :

Le débit de la vidange de fond est donné directement par la formule de Torricelli.

En effet, la vitesse de sortie de l'eau est donnée par la relation :

$$V^2 = 2.G.H$$

avec

v : est la vitesse en m/s

g : est la gravité : 9.81 m/s<sup>2</sup>

H est la hauteur d'eau en m. H doit être la hauteur d'eau nette (en prenant en compte les pertes de charge du chemin d'eau). H doit prendre en compte la hauteur de la vanne et doit être calculé entre la RN et l'axe de la vanne de service.

Si l'on connaît la surface de passage et la hauteur d'eau alors on peut en déduire le débit:

$$Q = V.S$$

Q : est le débit en m<sup>3</sup>/s

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

S : est la section de passage de l'eau en m<sup>2</sup> au droit de la section de contrôle de la vanne de service

On obtient finalement

$$Q = S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

Les principaux niveaux à prendre en compte sont :

Le niveau de retenue Normale (RN): 122m NGA.

L'axe de la vidange de fond au droit de la vanne de service : 67,07m NGA

.

### V.3. 3. PERTES DE CHARGE :

Les vannes adoptées sont données comme suit :

- la vanne amont de garde:

Largeur = 1.2m

Hauteur = 2.15m

- la vanne aval de service:

Largeur = 1.2m

Hauteur = 1.8m

Les pertes de charge régulières sont estimées ci-après à l'aide des formules de Colebrook avec une rugosité de 0.15mm pour le blindage acier et 1mm pour le tunnel béton. Le coefficient de perte de charge est calculé par itération avec la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,7D} \right)$$

Avec

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

$\lambda$ : coefficient de perte de charge linéaire

Re : nombre de Reynolds

D: diamètre de la conduite en m

k: rugosité de la canalisation en mm.

La perte de charge de l'élément considéré est obtenue avec la formule suivante :

$$\Delta H = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Avec en plus des valeurs précédentes :

L : longueur de l'élément en m

g : gravité (9.81 m/s<sup>2</sup>)

v : vitesse d'écoulement

Les pertes de charges singulières sont estimées ci-après à l'aide des formules du « mémento des pertes de charge » .

Chaque perte de charge est calculée avec son coefficient k tel que :  $\Delta H = k \cdot Q^2$

$\Delta H$  est la perte de charge en m

Q est le débit en m<sup>3</sup>/s

k est le coefficient de perte de charge

- **PRISE D'EAU**

La prise d'eau comporte une face et 2 côtes identiques. Les dimensions ont été mesurées sur les plans fournis.

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

La face est constituée de 4 sections de hauteur 3.15m et de 3.4m de largeur.

La section totale de La face est de :  $4 \times (3.15 \times 3.4) = 42.84\text{m}^2$ .

Les 2 côtés sont constitués de 4 sections de hauteur 3.15m et de 2.9m de largeur.

La section totale des 2 côtés est de :  $2 \times 4 \times (3.15 \times 2.9) = 73.08\text{m}^2$ .

La surface totale de passage de la prise d'eau est donc de :  $42.84 + 73.08 = 115.92\text{m}^2$ .

Pour le débit cible de  $65\text{m}^3/\text{s}$ , la vitesse débitante est de  $0.56\text{m/s}$ .

Il est usuellement admis que sur de tels ouvrages, les pertes de charge sont négligeables pour de telles vitesses ( $\approx 0.5\text{m/s}$ ).

- **COUDE A  $90^\circ$**

Juste à l'aval de la prise d'eau se trouve le coude carré/rond qui fait la jonction entre la prise d'eau et le tunnel.

Sa section est rectangulaire, de dimensions 7m par 8m.

Sa perte de charge peut être estimée avec :

Nombre de Reynolds = 9.286 106

Section de passage au droit de l'écoulement :  $S = 56\text{m}^2$

Dzéta ( $\zeta$ ) = 0.54 (cf. diagramme 6.1 du « mémento des pertes de charge »)

$$K = \frac{\zeta}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

$k = 8,7764 \cdot 10^{-6}$

- **DIVERGENT CARRE I ROND**

Le changement de la section rectangulaire en sortie de coude en section circulaire (quasiment) se fait en divergent lentement.

Le diamètre équivalent est calculé en utilisant la relation suivante :

$$D_H = \frac{4 \cdot A}{P}$$

avec

DH : Diamètre hydraulique équivalent (m)

A : Aire de la section de passage (m<sup>2</sup>)

P : Périmètre mouillé (m)

on peut donc estimer les pertes de charge avec :

$$\Delta H = \zeta \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Diamètre hydraulique d'entrée = 7.47m

Diamètre hydraulique de sortie = 8m

Angle de divergence = 4.1°

Dzéta (( $\zeta$ ) = 0.04 (cf. diagramme 5.5 du « memento des pertes de charge »)

Cela nous amène à des pertes de charge de  $\Delta H = \frac{V \cdot Z}{2 \cdot g} = 0.003 \text{ m}$ .

Au vu des faibles pertes de charge, on peut les négliger.

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

- **TUNNEL EN CHARGE**

Le tunnel en charge comporte uniquement des pertes de charge régulières. On peut donc estimer les pertes de charge avec :

Rugosité :  $\epsilon = 1\text{mm}$

Longueur :  $L = 150\text{m}$

Section de passage au droit de l'écoulement :  $S = 50.3\text{m}^2$

Diamètre hydraulique équivalent  $D_h = 8\text{m}$

Coefficient de perte de charge linéaire calculé par itérations :  $\lambda = 0.01267$

On exprime les pertes de charge en fonction du débit  $Q$  telles que :

$$\Delta H = \lambda \cdot \frac{L}{D_h} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

$$k = 4,7924 \cdot 10^{-6}$$

- **ENTONNEMENT DANS LE CONDUIT DE VIDANGE**

Cette perte de charge singulière est définie avec les paramètres :

Hauteur d'entrée =  $2.15\text{m}$

Largeur d'entrée =  $1.2\text{m}$

Hauteur de sortie =  $1.8\text{m}$

Largeur de sortie =  $1.2\text{m}$

Angle de convergent =  $13^\circ$

Section de passage au droit de l'écoulement (sortie) :  $S = 2.16\text{m}^2$

Dzéta ( $\zeta$ ) =  $0.06$  (cf. diagramme 3.7 du « mémento des pertes de charge »)

$$K = \frac{\zeta}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

$$K = 6,5546 \cdot 10^{-4}$$

- **LONGUEUR DROITE ENTRE L'ENTREE ET LA SORTIE**

Cette longueur comporte uniquement des pertes de charge régulières. On peut donc estimer les pertes de charge avec :

Rugosité :  $\epsilon = 0.15\text{mm}$

Longueur :  $L = 1.8\text{m}$  ,

Hauteur =  $2.15\text{m}$ , Largeur =  $1.2\text{m}$

Diamètre équivalent =  $4 \times A/P = D_h = 1,54\text{ m}$

Section de passage au droit de l'écoulement :  $S = 2.58\text{m}^2$

Coefficient de perte de charge linéaire calculé par itérations :  $\lambda = 0.011964$

On exprime les pertes de charge en fonction du débit  $Q$  telles que :

$$\Delta H = \lambda \cdot \frac{L}{D_h} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot S^2} = K \cdot Q^2$$

$$AN ; k = 1,0705 \cdot 10^{-4}$$

- **VANNES**

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

La vanne de garde a une perte de charge singulière définie avec les paramètres :

Hauteur de sortie = 2.15

Largeur de sortie = 1.2m

Section de passage au droit de l'écoulement :  $S = 2.58\text{m}^2$

Dzéta ( $\zeta$ ) = 0.05

$$K = 2 \cdot \frac{\zeta}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

AN :  $K = 3,8285 \cdot 10^{-4}$

- **SORTIE (DIVERGENT)**

Le divergent est prévu très brusque (angle  $> 60^\circ$ ). Aussi, il débouche directement dans le tunnel à surface libre et n'a pas d'influence sur la capacité de débit de la vidange.

Cette perte de charge singulière est définie avec les paramètres :

Hauteur d'entrée = 1.6m

Largeur d'entrée = 1.2m

Hauteur de sortie = 2.2m Largeur de sortie = 1.2m

Angle de divergent =  $15.6^\circ$

Section de passage au droit de l'écoulement (sortie) :  $S = 2.64\text{m}^2$

Dzéta ( $\zeta$ ) = 0.06 (cf. diagramme 5.4 du « mémento des pertes de charge »)

$$K = \frac{\zeta}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

$$k = 4,3878.10^{-4}$$

- **VANNES DE SERVICE**

Chaque vanne a une perte de charge singulière définie avec les paramètres :

Hauteur de sortie = 1.8m

Largeur de sortie = 1.2m

Section de passage au droit de l'écoulement :  $S = 2.16m^2$

Dzéta ( $\zeta$ ) = 0.05

Dzéta ( $\zeta$ ) = 0.06 (cf. diagramme 5.4 du « mémento des pertes de charge »)

$$K = \frac{\zeta}{2 \cdot g \cdot S^2}$$

$$k = 5,4621.10^{-4}$$

- **SOMME DES PERTES DE CHARGE ET DEBIT RESULTANT**

On fait la somme à partir du tableau suivant :

**Tableau V- 1 :somme des pertes de charges**

Prise d'eau	Négligeable
Coude à 90°	8,7764.10-6
Passage carré I rond	Négligeable

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

Tunnel en charge	4,7924.10 <sup>-6</sup>
Entrée chambre des vannes	2,2971.10 <sup>-4</sup>
Longueur droite de la chambre	1,0705.10 <sup>-4</sup>
Vanne de garde	3,8285.10 <sup>-3</sup>
Convergent	6,5546.10 <sup>-4</sup>
Vanne de service	5,4621.10 <sup>-4</sup>
Coefficient k total (somme des k)	1,9348.10 <sup>-3</sup>

### 1.1.2 V.3. 4. VERIFICATION DU DEBIT AU NIVEAU DES VANNES :

La charge brute servant à calculer le débit est donnée par :

$$RN = 122\text{m}$$

$$\text{Altitude moyenne vanne: } 66.27 + (1.6/2 = 67.07\text{m})$$

$$\text{On obtient } H_b = 122 - 67.07 = 54.93\text{m}$$

La section de sortie est donnée par la taille de la plus petite des vannes :  $S = 1.6 \times 1.2 = 1.92\text{m}^2$

La chute nette doit être considérée pour le calcul du débit et est définie telle que :

$$H_n = H_b - \text{Pertes de charge} = H_b - k \cdot Q^2$$

le débit de vidange de fond est calculé tel que :

$$Q = S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_n} = S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_b - KQ^2)}$$

⇒

$$Q = \sqrt{\frac{S^2 \cdot 2 \cdot g \cdot H_b}{1 + S^2 \cdot 2 \cdot g \cdot K}}$$

$$\text{AN : } Q = 65.3 \text{ m}^3$$

- **CONCLUSION**

le débit maximal pouvant transiter par les vannes de vidange avec un niveau de la retenue à RN=122 m NGA est de 65,3 m<sup>3</sup>/s ; le débit souhaité de 65 m<sup>3</sup>/s est donc respecté. Les dimensions des vannes seront comme suit :

- la vanne amont de garde:

Largeur = 1.2m

Hauteur = 2.15m

- la vanne aval de service:

Largeur = 1.2m

Hauteur = 1.8m

### V.4 Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

#### V.4.1 Type de prise

##### a. Prise d'eau en charge

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

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

### b. Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci est celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

### c. Tour de prise

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

## V.4.2 Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 7,3.10^6 \text{m}^3.$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{7300000}{30.24.3600} = 2,82 \text{m}^3 / \text{s}$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu.S.\sqrt{2g.H}$$

$\mu$  : coefficient de débit :  $\mu = 0,2$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N:

## Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau

---

$$S = \frac{2,82}{0,2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5}} = 1,42$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,42}{3,14}} = 1,4$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 1400 \text{ mm}$$

✚ Correction du coefficient de débit  $\mu$

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

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,0022 \cdot 61}{1400} = 0,11m$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,11}} = 0,95$$

$\Rightarrow D = 620\text{mm}$

✚ Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{2,82}{0,3} = 9,4m/s$$

## **Chapitre V Etude de la vidange de fond et de la prise d'eau**

---

### **CONCLUSION :**

Finally, the water intake pipe will have a diameter of 620mm and will be at the head of the diversion gallery, it is equipped with a butterfly valve.

**Chapitre VI**  
**Organisation de chantier.**

## V.1 INTRODUCTION

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

## VI.1 SUCCESSION DES TRAVAUX

### VI.1.1 TRAVAUX PREPARATOIRES

Généralement les travaux préparatoires sont :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- La réalisation des ouvrages de dérivation qui vont servir par la suite de vidange de fond et de prise d'eau.

## Chapitre VI Organisation de chantier

---

### VI.1.2 EXECUTION DE L'OUVRAGE (PLANNING ET PHASAGE DES TRAVAUX)

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé dans le tableau suivant :

- Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux de réalisation.)
- Excavation de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au niveau de fondation.
- Excavations et réalisation en sous terrain des deux galeries de dérivation
- Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

#### a. Réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

- **Décapage de la couche de terre végétale**
  - Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
  - Pour les chargements on utilise des chargeurs.
  - Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

- **Exploitation des carrières**

## **Chapitre VI Organisation de chantier**

---

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

- **Exécution de la fouille d'ancrage de la digue**

-Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.

-Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

- **Choix des engins**

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

- **Réalisation des drains et filtres**

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

- **Protection de la crête et des talus**

La crête est protégée par une couche de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

---

## Chapitre VI Organisation de chantier

---

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

### **b. Réalisation de l'évacuateur de crue**

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

### **c. Réalisation de la dérivation provisoire**

Les galeries de dérivation se font en béton armé elle en section circulaires avec un diamètre de 8m, l'épaisseur des parois est de 30 cm en voute.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 2500mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 620mm.

Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plu tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.

## Chapitre VI Organisation de chantier

---

- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

### VI.2 PLANIFICATION

#### VI.2.1 DEFINITION

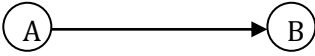
La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

#### VI.2.2 Techniques de la planification

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisée le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.

Ce réseau indique que l'opération  (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

#### VI.2.3 CONSTRUCTION DU RESEAU

La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des tâches;
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

## Chapitre VI Organisation de chantier

---

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

- **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Avec :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

- **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).

## Chapitre VI Organisation de chantier

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

### VI.2.4 PLANIFICATION DU PROJET

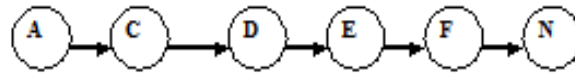
Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

**Tableau VI- 1 : symboles des opérations**

Symboles	Opérations	Durée (mois)
A	INSTALLATION DE CHANTIER	3
B	REALISATION DE LA GALERIE DE DERIVATION	7
C	REALISATION DU BATARDEAU	5
D	EXCAVATION DU BARRAGE	8
E	RECHARGES DU BARRAGE	11
F	ECRAN D'ETANCHEITE	18
G	EXCAVATION DE L'EVACUATEUR DE CRUE	8
H	BETONAGE DE L'EVACUATEUR DE CRUE	11
I	ACCES DE DIGUE DE COL	5
J	EXCAVATION DE DIGUE DE COL	7
K	RECHARGES DE DIGUE DE COL	8
L	EQUIPEMENTS HYDROMECHANQUES	4
M	EQUIPEMENTS ELECTROMECHANQUES	7
N	Travaux de finition	14

### VI.2.5 DETERMINATION DU CHEMIN CRITIQUE

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 3 + 5 + 8 + 11 + 18 + 14 = 59 \text{ mois.}$$

Le délai de construction du barrage en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 59 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier

## Chapitre VI Organisation de chantier

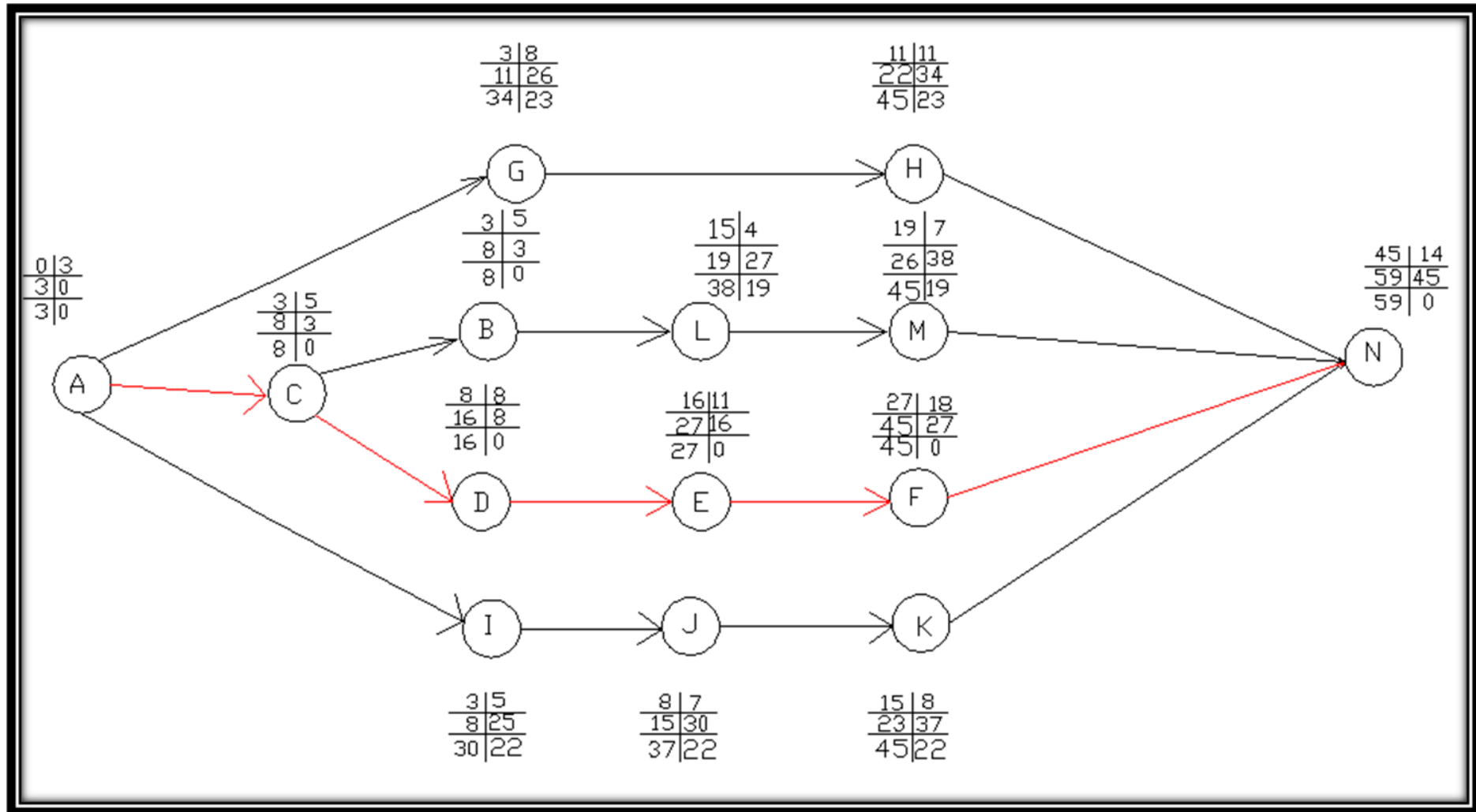


Figure VI- 4: Réseau a nœuds

## Chapitre VI Organisation de chantier

### VI.3 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

**Tableau VI- 2 : devis estimatif;**

**- La digue**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m <sup>3</sup>	(DA)	(M DA)
Noyau du barrage	m <sup>3</sup>	205000	500	102,5
Recharge amant	m <sup>3</sup>	337800	400	135,12
Recharge aval	m <sup>3</sup>	400000	400	160
Deblai de tranchée de la parafuille	m <sup>3</sup>	31000	300	8,3
Transition alluvionnaire amant	m <sup>3</sup>	38200	400	15,28
Filtre	m <sup>3</sup>	32000	600	19,2
drain	m <sup>3</sup>	50000	600	30
L'encrochement	m <sup>3</sup>	35600	3000	106,8
Protection du parement aval	m <sup>3</sup>	6400	240	1,536
Colmatage aval	m <sup>3</sup>	37000	500	18,5

**Montant total =597,236(M Da)**

## Chapitre VI Organisation de chantier

### - L'évacuateur de crues

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m <sup>3</sup>	(DA)	(M.DA)
Déblai	m <sup>3</sup>	28690	300	86,07
Remblai	m <sup>3</sup>	18220	500	0,9 11
Béton armé 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	6600	15000	99,000
Béton de propreté 250 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	250	11000	2,75000
Enrochements	m <sup>3</sup>	750	3000	2,25000
Sable	m <sup>3</sup>	1260	1200	1,51200
Waterstop	ml	900	300	0,27
<b>Montant total = 114,76 (M.Da)</b>				

### - Dérivation, vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m <sup>3</sup>	(DA)	(M.DA)
Déblai	m <sup>3</sup>	12400	250	3,10000
Remblai	m <sup>3</sup>	9300	500	4,65000
Béton armé 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	1780	15000	26,70000
Béton de propreté 250 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	80	11000	0,88000
Enrochements	m <sup>3</sup>	50	3000	0,15000
Conduite métallique 300 mm	ml	1410	40000	56,40000

## Chapitre VI Organisation de chantier

---

Vannes 300mm	u	20	38000	0,76000
Vannes 100mm	u	20	18000	0,36000
Grille	u	10	3000	0,03000
<b>Montant total = 93,03 (Da)</b>				

Le coût total de l'ouvrage est de huit cent cinq millions dinars (805DA).

## **CHAPITRE VII**

### **PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL**

## VII. 1 INTRODUCTION

Dans le cadre de la gestion de l'absentéisme, vous pouvez être confronté à des pathologies ou maladies d'origine professionnelle, on a de nombreux accidents de travail.

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

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 COMITE DE SECURITE

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

### VII.2 INSTRUCTIONS STRUCTURELLES SUR LA SECURITE

#### - Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit, Algérien ou expatrié, la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

#### -Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :** Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :** L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

**- Principales fonctions du service de sécurité**

- **Etudes :**
  - Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
  - Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
  - Suggestions du Personnel.
  - Statistique : élaboration et commentaire.
  - Rapport avec l'administration.
- **Exécution :**
  - Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
  - Réalisations pratiques des suggestions et des études.
- **Contrôle :**
  - Enquêtes à la suite des accidents.
  - Inspections des installations.
  - Visites périodiques effectuées par les organismes.
  - Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.
- **Animation :**
  - Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
  - Equipes de secours.
  - Formation spéciale concernant certaines professions

### **VII.3.CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL**

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se divisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

- **facteurs humains**

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

- **facteurs matériels**

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

## **VII.4 CAUSES DES MALADIES PROFESSIONNELLES**

- **Les poussières**

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 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.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

-dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

- **Le bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigues, 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 cochléaire 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.5 CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

## **VII.6 ACTIONS DANGEREUSES**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

### VII.7 METHODES ET MOYENS DE PREVENTION

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.

Les abris doivent être aérés et chauffés

### VII.8 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage, on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

**Tableau VII- 3 : plan de sécurité**

OBJECTIFS VISES	MESURES A PRENDRE
- Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public.

	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard.</li> <li>-Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages.).</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier.</li> </ul> <p>Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.</p>	Repérage des lignes électriques.
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel :</li> </ul> <p>De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;</p>	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.</li> </ul>	Interdiction de dépassement et de stationnement.
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Définition des lieux de stockage des divers matériaux.</li> <li>-Moyens de calage de chargement et de déchargement.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.</li> </ul>	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Prévenir les chutes des objets.</li> </ul>	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Prévenir des ruptures des organes de levage.</li> </ul>	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Heurts des personnes par les outils.</li> </ul>	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à

	une distance suffisant les uns des autres.
--	--

**CONCLUSION**

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

### Conclusion général

Dans le cadre du thème de dimensionnement hydraulique des galeries nous avons procéder en premier lieu à analyser les données mises à notre dispositions sur la géologie , topographie et hydrologie , et procéder par la suite aux dimensionnements hydrauliques des galeries en deux phases l'une provisoires lors des travaux et l'autre définitive (Galerie de vidange et de prise d'eau ) du barrage SOUK TLATA sur l'oued de BOUGDOURA wilaya de TIZI OUZOU ,

Ce travail nous a conduit à énoncer les conclusions suivantes:

Le site étudié présente de bonnes conditions topographiques, géologiques, géotechniques et Hydrologiques.

Le barrage de Souk Tleta est classé de classe A en vue de sa capacité et du risque potentiel qu'il présente sur les habitations à l'Aval. à cet effet tous les paramètres de vigilance hormis ceux traités dans ce mémoire de fin d'étude ont été pris ,notamment le risque sismique.

Les débits extrêmes ont été reconstitués par une étude de corrélation et de fiabilité vue le manque des données pour un temps de retour déca millénaire (10 000 ans).

Les dimensionnements des galeries ont été menées avec des paramètres et approches réglementaires prenant en compte l'optimisation et les vérifications des calculs de dimensionnement.

Les aspects liés à la réalisation des galeries tel l'organisation des travaux et l'hygiène et sécurité du projet ont été aussi traités en parallèles dans ce mémoire.

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, les ouvrages étudiés dans ce mémoire sont proposés pour leurs réalisations et sont favorables tant sur le plan technique que sur le plan économique.

### Bibliographie :

- [1] **Agence Nationale des Barrages et Transferts**, « Etude géologique, Géotechnique et Sismicité du barrage de Souk T'leta », Wilaya de Tizi- Ouzou, Etudes APD en 1988 et GEOMAG en 2014.
- [2] **Agence Nationale des Barrages et Transferts**, « données hydrologiques et pluviométriques aux stations hydrométriques aux voisinages du site du barrage de Souk T'leta », Wilaya de Tizi- Ouzou.
- [3] **Agence Nationale des Barrages et Transferts**, « cartes topographiques et géologiques du site du barrage de Souk T'leta », Wilaya de Tizi- Ouzou,
- [4] **Sari Ahmed, A.**, " Initiation à l'hydrologie de surface , Edition Houma, Alger, 2009.
- [5] **Rojdestvensky et autres.**, « Correction des paramètres statistiques », Climatologie et Hydrologie, p.70, 1990.
- [6] **Ladjet M.**, « L'écoulement des crues pluvial. Algérie-EQUIPEMENT ». Revue technique de l'Ecole Nationale des Travaux Publics. n° 19, mai/juin 1995.
- [7] **Bouzerara, M et Bouzera, A.**, " Etude de l'avant-projet de l'oued Soubella (W. M'Sila)", Mémoire de Master, Université Abderrahmane Mira, Septembre 2015.
- [8] **HINGRAY, Benoît, PICOUET, Cécile, & MUSY, André.** Hydrologie: Une science pour l'ingénieur. PPUR presses polytechniques, 2009.
- [9] **GAUME, E.** Un parcours dans l'étude des phénomènes extrêmes en hydrologie. 2007.
- [10] **GUILLOT, P. & DUBAND, D.** La méthode du GRADEX pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. In : Colloque International sur les crues et leur évaluation, Leningrad. 1967. p. 15-22.
- [11] **KETROUCI, Khadidja, MEDDI, Mohamed, & ABDESSELAM, Boucif.** Étude des crues extrêmes en Algérie : cas du bassin-versant de la Tafna. Science et changements planétaires/Sécheresse, 2012, vol. 23, no 4, p. 297-305.
- [12] **LABORDE, J. P.** Eléments d'hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia. Antipolis. France (204p), 2000.
- [13] **MEDDI, Mohamed., BOUCHAIB & Faiza BELHADJ.** Etude Des Crues Dans Le Bassin Du Cheliff: Application De La Methode Du Gradex. Revue Nature & Technologie, 2010, p. 21-28.
- [14] **TOUAÏBIA, B.** Manuel pratiqued'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie, 2004.
- [15] **ABBOTT, M. B ; Bathurst, J.C ; Cunge , J.A ; O'Connell, P.E et Rasmussen , J.** An introduction to the European Hydrological System-System Hydrologique Europeen, "SHE", 2: Structure of a physically-based, distributed modelling system. Journal of hydrology, (1986a & b), 87.1: 61-77.

- [16] ALHAKIM, A ; HOOPER, W. A non-parametric test for several independent samples. *Journal of Nonparametric Statistics*, 2008, 20.3: 253-261.
- [17] Benkaci.T.Modélisationdelarelacionpluie-débitaupastempsjournalieretmensuelparles réseauxdeneuronesartificielsetlessystèmesneuro-flous,2006,thèsedoctorat, ENSA-ALGER.,p220.
- [18] BOX,GeorgeEP;JENKINS,GwilymM. *Timeseriesanalysis:forecastingandcontrol*, revised ed. Holden-Day,1976 ,p575.
- [19] GAUME, E. *Eléments d'analyse sur les crues éclair*. 2002. PhD Thesis. ENGREF (AgroParisTech).
- [20] MUSY,A,PICOUET.C,etHINGRAY.B. *Hydrologie:Unesciencepouurl'ingénieur*. PPUR presses polytechniques, 2006.
- [21] NASH,J.E; SUTCLIFFE,JonhV.Riverflow forecastingthroughconceptualmodels partI— A discussion ofprinciples.*Journal of hydrology*, 1970, 10.3: 282-290.
- [22] NEWTON,D W. ;VINYARD,J.W.Computer-determinedunit hydrographfrom floods. *Journal of theHydraulics Division*, 1967.
- [23] O'CONNELL,P.E.,NASH,J.E. etFARRELL,J.P.Riverflowforecasting through conceptualmodels.PartII-TheBrosnacatchmentatFerbane.*JournalofHydrology*,1970,317-329.
- [24] LAHAYE, J.P., MEUNIER, M., TARTES, R., 1980 .Methodes d'etude des pluies de courtes durees, *La Meteorologie*, Serie VI, N°20-21, pp.73-90.
- [25] LAVABRE, J.,L'HER, J.,1992.Mesurer lapluie,Rapport STU-CEMAGREF, 38p.
- [26] LEBEL,T.,1984.Moyenne spatiale de la pluie sur un bassin versant : estimation optimale, génération stochastique etgradex desvaleurs extremes, These INPG,Grenoble,350p.
- [27] MASSON, J.M.,1980.Analyse d'une longue série pluviographique - Montpellier Bel-Air 1920- 1971, *La Météorologie*, SérieVI,N°20-21, pp.105-117.
- [28] NORMAND, D.,VEYRAT, P.,RENE,R.,1971 Etudestatistique deshydro grammes types,Rapport SOGREA, R.10653, Servicecentral hydrologique, PARIS.
- [29] ROCHE, M.,1963.Hydrologie desurface, ORSTOM, Gauthier-Villars editeur, Paris,430p.
- [30] STEDINGER,J.R.,1983.Estimatingaregionalfloodfrequencydistribution, *Water ResourcesResearch*, Vol.19,
- [31] Nash,J.E.etSutcliffe,J.V.(1970).Riverflowforecastingthroughconceptual models.PartI -Adiscussionofprinciples.*Journal ofHydrology*, 27(3),282-290.
- [32] Seibert, J. (1999). Regionalisation of parameters for a conceptual rainfall-runoff model. *Agricultural and Forest Meteorology*, 98-99, 279-293.

- [33] **Servat,E.etDezetter,A.(1992).**Modélisationdelarelation pluie-débitetestation desapportseneaudanslenord-ouestdelaCôte'd'Ivoire.*HydrologieContinentale*, 7(2),129-142.
- [34] **UNESCO(2005).**GlossaireInternationald'Hydrologie,<http://www.cig.ensmp.fr/~hube>rt/glu/aglo.htm
- [35] **UNESCO(2006).**WaterPortal,[http://www.unesco.org/water/wwap/case\\_studies/sene\\_gal\\_river/detailed\\_view.shtml](http://www.unesco.org/water/wwap/case_studies/sene_gal_river/detailed_view.shtml)
- [36] **FRCOLD1994.***DesignfloodDetermination bytheGradexmethod.*FrenchCommitteeonLargeDams publications.Vol.2,november1994.96p.
- [37] **ICOLD1992.***SelectionofDesignFlood-Currentmethods-* Bulletin82.ICOLDEd,Paris.233p.
- [38] **KABOUYAM.(1990).**Modélisationpluie-débitaux pasde tempsmensuel et annuelsenAlgérieseptentrionale, ThèsedeDoctorat,Université.ParisSud Orsay, France, 347p.
- [39] **KABOUYAM.,MICHEL C.(1991).**Estimation desressourceseneau superficielleauxpasde tempsmensuel etannuel,applicationàunpayssemi- aride, Rev. Sci. Eau,Vol.4,N°4, 569-587.
- [40] **Ladjel M.**, Formule de calcul des débits maximums des crues pluviales « Béjaïa'2000 », Journées portes ouvertes sur la spécialité d'hydraulique, le 24, 25 et 26 avril 2000, Université Abderrahmane Mira, Bejaia.
- [41] **Ladjel M.**,Projection des hydrogrammesdes crues pluviales desoueds d'Algérie. Journal hydrométéorologique del'Ukraine,n° 5.Odessa, 2009.
- [42] **AbrahamasA.D.,ParsonsA.J. (1991).**Relation between sedimentyield and gradienton debris-coveredhillslope, Walnut Gulch, Arizona.*Geol.Soc. Am,Bull* 103:1109-1113.
- [43] **Achite M. (2002).** Approche statistique d'évaluation du transport solide dans le bassin versantdel'ouedMina.(Nordouestalgérien).*Watmed,Tunisie*, 10-13Oct., vol 2, 894-899.e
- [44] **AchiteM.,Meddi M.,(2004).**Estimationdutransportsolidedanslebassinversantdel'oued Haddad (Nord-Ouest Algérien). *Revue sécheresse*,vol. 15,pp : 367-373.
- [45] **Achite M.,MeddiM., (2005).**Variabilité spatio-temporelle desapportsliquide etsolide en zonesemi-aride.Casubassin del'ouedMina(nord-ouestAlgérien).*Revue desSciences de l'eau18 (spécial)*, pp :37-56.

- [46] Achite M., Ouillon S., (2007). Suspended sediment transport in a semi-arid watershed Wadi . Abd Algérie (1973-1995). *Journal of Hydrology* 343, 187-202.
- [47] Benkaci, A.T. (2001). Contribution à la modélisation de la relation pluie-débit au pas de temps mensuel et journalier par les modèles conceptuels et les réseaux de neurones. Thèse de Magister, Institut National Agronomique d'Alger.
- [48] Benkhaled A., Remini B. (2003). Analyse de la relation de puissance débitsolide-débit liquide à l'échelle du Bassin versant de l'Oued Wahran (Algérie). *Revue des Sciences de l'eau*, 16/3 333-356.
- [49] Chaumont M., Paquin C. (1971). Carte pluviométrique de l'Algérie, éch. 1/50000. Afrique du nord, Alger. 4 feuilles, 1 notice.
- [50] Clarke R.T. (1973). Review of some mathematical models used in hydrology, with the observations on their calibration and use. *Journal of Hydrology* 19, pp 1-20.
- [51] Makhlouf Z. (1994). Compléments sur le modèle pluie-débit GR4J et essai d'estimation de ses paramètres. Thèse de Doctorat. Université de Paris XI Orsay | Cemagref (Antony), 228 pp.
- [52] Makhlouf Z., Michel C. (1994). A two-parameter monthly water balance model for French watersheds. *Journal of Hydrology*, 162, 299-318.
- [53] Medinger G. (1956). Hauteurs de pluies en Algérie moyenne (1913-1953), recueil statistique S.F.S, Alger. 23p
- [54] Michel C. (1983). Que peut-on faire en hydrologie avec un modèle conceptuel à un seul paramètre. *La Houille Blanche*, 1, 39-44.
- [55] Mussy A. (2002). Cours d'hydrologie générale. Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse.
- [56] Nascimento N.O. (1991). Adaptation d'un modèle conceptuel journalier (GR3J) aux bassins versants de cours d'eau intermittents. Mémoire de DEA, ENPC, ENGREF, Université Paris Val de Marne, 89p.
- [57] Oudin L. (2004). Recherche d'un modèle d'évapotranspiration potentielle pertinent comme entrée d'un modèle pluie-débit global. Thèse de doctorat, (Cemagref, ENGREF, 495 p.)
- [58] Etude de faisabilité du futur barrage de Zaouia Wilaya de Tizi Ouzou, AFROUN. K, 2008, Université Houari Boumediene, Alger.
- [59] Etude du barrage de Tabellout Wilaya de Jijel, MIMOUNI. NetZAID. R, 2008, Université Houari Boumediene, Alger.
- [60] SARIAHMED. A, 2002, Maître de conférence associé, faculté de génie civil, USTHB Alger, Initiation à l'hydrologie de surface (Cours), Edition distribution HOUMA.
- [61] SARIAHMED. A, 2010, notes du TD d'hydrologie, Les Précipitations: La corrélation et la régression linéaire, faculté de génie civil, USTHB. Alger.

- [62] **SARIAHMED.A,2010**, Cours ouvrages hydrauliques, Régularisation d'un oued par un barrage (Cas du Barrage de Soubella, wilaya de M'sila), faculté de génie civil, USTHB. Alger.
- [63] **SARIAHMED.A,2010**, Cours de barrages, Calcul du volume forcé d'un barrage - Laminage de crues (Cas du barrage de Tagharist, sur l'oued Tagharist, wilaya de Khenchela), faculté de génie civil, USTHB. Alger.
- [64] **Berkal.K(2011)**, «Etude de faisabilité de barrages souk Tlatas sur oued Bougdoura (W. TIZI OUZOU).
- [65] **GERARDEGOUTTE**: «Petits barrages». Comité français des grands barrages Edition CEMAGREF. France, 1997.
- [66] **G. REMENIERAS**: «L'hydrologie de l'ingénieur». Edition EYROLLES 1999. N°17, édition 1958.
- [67] **PADAUX**: «Techniques des barrages en aménagement rural». Edition EYROLLES 1985.
- [68] **HABIRECHE.A ET GUIROUS.L(2010)**. gestion d'une crue dans un barrage, thèse de master, université mouloud mammeri TIZI-OUZOU.
- [69] **Anton J.schleiss et Henri pougatsh 2010**, les barrages du projet à la mise en service; volume 17 presse polytechnique et université Romande.
- [70] **Ouznaoui, H., 1990**, «Faisabilité du barrage Babar sur oued el Abiod wilaya de khenchela». Mémoire de fin d'études. Institut de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Hour Boumediene. 189 pages.
- [71] **Guilcher, A., 1979**, «Précis d'Hydrologie Marine et Continentale». Edition Masson, 2ème édition.
- [72] Michel Carlier (Hydraulique général Appliquée). Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues ( Luis E. Rosete Gamba, Augustin Alvarez Garcia). ALGER, JUILLET 2003 (Version Espagnole), Alger, Avril 2004 (Version Française).
- [73] **Bouanini., 2012** . Les paramètres des modèles à pas de temps mensuel GR2M caractéristiques du bassin versant d'oued Sikkak (NW algérien) ont été déterminés.
- [74] **C.Perrin, C.Michelet V. Andréassian juin 2007**, Modèles hydrologiques du génier ural (GR), Rapport, Edition CEMAGREF.