

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME :**

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE  
LA DIGUE DU BARRAGE KOUDIET ROSFA  
(W.TISSEMSILT)**

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> BENSEBTI Sana

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

M <sup>r</sup> M. K. MIHOUBI	M C . A	Président
M <sup>r</sup> M.BACHIR CHERIF	M A . B	Examineur
M <sup>me</sup> N. HADJ SADOK	M A . A	Examinatrice
M <sup>r</sup> M. D. BENSALAH	M A . A	Examineur
Mr A.HADJ SADOK	M C . B	Promoteur

Septembre -2012

# Dédicace

**C'est à tous ceux et celles qui me sont proches et notamment :**

**Mes parents dont le rêve étaient toujours de me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.**

**Mes frères ( Abd Djalil – Yousef – Mohamed Rafik et Omar).**

**A mon fiancé (MADI Mohamed)**

**Mes grands-mères.**

**Mes oncles.**

**Mes tantes.**

**A toute ma famille.**

**A mes amis sans exception (Meriem – Kahouther – Khadidja – Hadjer – Iman – Ahlam – Nadjat – Dalal – Rabia– Wissam – Lynda –Mimi – Daouia – Aimad – Jalal – Hessine.....)**

**Que ce travail est dédié.**

**SANA, 2012.**



# Remerciements

Arrivant à la fin de ce mémoire, le recul me montre que ce travail n'aurait pu aboutir sans l'aide et le soutien de nombreuses personnes, et je tiens ici à renouveler mes remerciements envers elles. Je m'excuse auprès des personnes que je n'aurais malencontreusement pas citées.

Je remercie tout d'abord mon encadreur, Monsieur Ahmed HADJSADOK, pour l'ensemble de l'accompagnement et des précieuses aides assurés tout au long de la mémoire, et leurs remarquables compétences scientifiques.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Par ce mémoire je tiens à exprimer aussi ma reconnaissance à toute personne qui m'a aidé dans ce travail en particulier :

A Monsieur Mohamed MADI, chercheur au Centre de Recherche Scientifique et Technique sur les Régions Arides (CRSTRA) de Biskra.

A Mademoiselle Khadedja BENSMAIL, ingénieur à direction d'hydraulique de wilaya Tissemsilt.

Tous les agents de la bibliothèque de l'école pour leur aide, mes remerciements vont aussi à responsable de la salle d'Internet.

Tout le personnel de l'ANRH de Blida et l'ANBT d'Alger.

Les personnes qui ont partagé avec moi les moments d'espoir, des joies et surtout les périodes difficiles par leur soutien continu.

Toute ma promotion de Conception des Ouvrages Hydrotechniques, je cite : a, b et c.

Et à toutes les personnes qui m'ont aidé à terminer ce travail. Et enfin, je remercie tous mes amis.

Merci encore.

**SANA, 2012.**



## ملخص

من اجل التسيير الأمثل لكمية الأمطار المتساقطة في فصل ممطر والاستفادة القصوى من الكمية المتبقية في الأودية، ارتأينا أن نحسن من مدى الاحتفاظ والاستعمال السليم من طرف السكان في مجالي الشرب و الزراعة وهذا ما يتطلب انجاز منشآت هيدروليكية (السدود المائية).

إن الهدف من هذا العمل يتركز على جوانب عدة منها الحفاظ على المياه السطحية بولاية تيسمسيلت بصفة خاصة. قمنا بدراسة معمقة لمختلف الخطوات (جيولوجية ، هيدرولوجية ، جيوتكنيك، هيدروجيولوجية وطبوغرافية) مكنتنا من اختبار النموذج المناسب لإنجاز هذه المنشأة بالأخص مدى توازنها وثباتها ضد العوامل الخارجية . في النهاية حددنا المراحل الخاصة بالحسابات بشكل مفصل.

## Résumé

Pour mieux optimiser la gestion de l'apport de l'eau dans les saisons pluvieuses, en améliorant sa mise en réserve et son utilisation par les agglomérations en tant qu'eau potable ou d'irrigation, il est nécessaire de faire des réalisations d'ouvrages hydrauliques.

Le but de ce travail repose sur la conservation des eaux superficielles en Algérie précisément à Tissemsilt. L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est consacrée à l'implantation d'un barrage sur d'Oued Fodda. L'étude approfondie des différentes phases (géologique, hydrologique, géotechnique, hydrogéologique et topographique) nous a permis de choisir la variante la plus adéquate à l'implantation de cet ouvrage et de vérifier sa stabilité. En fin, les étapes de calcul sont bien détaillées.

## Abstract

For a better optimize the management of the supply of water in the rainy season by improving its reserve and its use by cities as drinking water or irrigation water, it is necessary to make a realization of hydraulic works.

The aim of this dissertation is based on the conservation of surface water in Algeria Tissemsilt exactly. The study we conducted in this thesis is devoted to the implementation of a dam on Oued Fodda. The study of the deferent phases (geology, hydrology, geotechny, hydrogeology and topography) allowed us to choose the most suitable variant for implementation of this work and ensure its stability. Finally, we have determined the specific steps of calculations in an accurate way.

# Sommaire

Introduction général

## Partie I: Synthèse de l'étude de faisabilité

I.1 . Introduction .....	01
I.2. Situation topographique, géologique et géotechnique .....	01
I.2.1. Situation géographique du site .....	01
I.2.2. Situation topographique du site .....	02
I.3. Géologie de la zone d'étude .....	02
I.3.1. Contexte lithologique et stratigraphique du site .....	02
I.3.2. Tectonique .....	04
I.3.3. Aspects géomorphologiques.....	04
I.3.4. Topographie .....	05
I.3.5. Travaux de reconnaissance effectuée .....	07
I. 3.6. Géologie de la cuvette et du site de barrage .....	08
I.3.7. Synthèse des essais géotechniques .....	08
I.3.8. Matériaux d'emprunt .....	09
I.3.8.1. Matériaux argileux.....	09
I.3.8.2. Zone d'alluvions .....	12
I.3.8.3. Zone d'enrochements .....	13
I.4. Sismicité du site.....	14
I.5. Hydrologie .....	15
I.5.1. Données climatologiques .....	16
I.5.2. Crues du projet .....	17
I.5.3. Transports solides.....	18
I.6. Conceptions de barrage et ouvrages annexes .....	18
I.6.1. Digue.....	18
I.6.2. Evacuateur de crue .....	18
I.6.3. Dérivation provisoire .....	19
I.6.4. Tour de prise .....	19
I.6.5. Chambre de vannes et bassin de dissipation.....	19
I.6.6. Voile d'étanchéité .....	20
I.7. Auscultation du barrage .....	20
I.8. Conclusion .....	20

## Partie II : Etude d'avant projet détaillée de la digue

### Chapitre I: Etude Hydrologique et régularisation

Introduction.....	21
I .1 Le bassin versant .....	21
I.1.1 Caractéristiques du bassin versant .....	21
I.1.1.1. caractéristiques géomorphométrique.....	21
I.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques .....	22
I.1.2 Hypsométrie du bassin versant .....	23
I.1.2.1 Relief .....	23
I.1.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant .....	26
I.1.3.1. Chevelu hydrographique .....	26
I.1.4 Profil en long de l'Oued .....	27
I.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	29
I.2.1 Température .....	29
I.2.2 Evaporation.....	30
I.2.3 Humidité relative.....	31
I.2.4 Régime des vents.....	31
I.2.5 Pluviométrie .....	32
I.2.6. Les précipitations maximales journalières .....	33
I.3. Choix de la loi d'ajustement .....	33
I.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de <i>GUMBEL</i> .....	34
I.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de <i>GALTON</i> (log-normale) .....	36
I.4. Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	37
I.5. Etudes des apports .....	38
I.5.1. Analogie avec la station de <i>Fodda barrage (012108)</i> .....	38
I.5.2. Les apports fréquentiels .....	39
I.5.3. Apport solide et l'estimation du volume mort .....	40
I.6. Etude des crues.....	42
I.6.1. Hydrogramme de crue .....	44
I.6.2. Choix de la crue de projet .....	45
I.6.3. Choix de la crue de chantier .....	46
I.7 Régularisation .....	47
I.7.1. Répartition mensuel de l'apport 80%.....	47
I.7.2 Répartition mensuel des besoins .....	47
I.7.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» .....	47
I.7.4. Calcul du volume utile .....	48
I.7.5. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	49
I.7.6. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) .....	50
I.7.7. Régularisation interannuelle .....	54
I.8. Laminage des crues .....	55
I.8.1. La méthode de <i>KOCHERINE</i> .....	55
I.9. Etude d'optimisation .....	62
I.9.1. Calcul du coût approximatif de la digue .....	62
Conclusion.....	66

## Chapitre II: Etude des variantes

Introduction.....	67
II.1. Conception de barrage en terre .....	67
II.1.1. Choix du type de digue .....	67
II.1.2. Le choix du site du barrage .....	67
II.1.3. Différents types de barrages en terre .....	68
II.1.4. Le choix du type de barrage .....	68
II.2. Les variantes à choisir .....	70
II.2.1. Barrages à zones avec massif amont ou noyau central.....	70
II.2.2. Barrages en terre homogènes.....	70
II.2.3. Barrages en matériaux perméables avec masque en béton .....	70
II.3. Définition du profil général du barrage .....	71
II.3.1. Hauteur de barrage .....	71
II.3.2. Largeur en crête .....	71
II.3.3. La longueur en crête .....	72
II.3.4. Pentes des talus .....	72
II.3.5. Les bermes .....	72
II.4. Barrage zoné à noyau d'argile .....	73
II.4.1. protection du talus aval .....	73
II.4.2. protection du talus amont.....	73
II.4.3. Le noyau .....	74
II.4.4. La côte en crête du noyau .....	75
II.4.5. Les drains .....	75
II.5. Barrage en terre homogène .....	76
II.5.1. Pentes des talus .....	76
II.6. Drainage de la digue .....	77
II.6.1. But du drainage .....	77
II.6.2. Constitution du drain .....	77
II.7. Fixation du choix définitif du type de barrage .....	79
II.7.1. Etude comparative .....	80
II.7.1.1. Calcul des volumes .....	80
II.7.1.2. Estimation du coût des variantes .....	81
Conclusion .....	81

## Chapitre III: Conception Détaillé De La Digue

Introduction.....	82
III.1 Conception de La Digue .....	83
III.1.1 la revanche du barrage .....	83
III.1.2 Classification de l'ouvrage .....	83
III.1.3 Les bermes .....	83
III.1.4. Pentes des talus .....	84
III.1.5. Protection des talus .....	84

III.1.6. Drainage de la digue .....	85
III.2 Etanchéité du barrage .....	92
III.2.1 La clé d'ancrage .....	92
III.2.2 Protection de la crête .....	93
Conclusion.....	93

## **Chapitre IV: Etude d'infiltration**

Introduction .....	94
IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations .....	94
IV.2 Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre .....	94
IV.3 La ligne de saturation .....	95
IV.4 Calcul d'infiltration .....	96
IV.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue.....	96
IV.4.2 Fondation .....	97
IV.4.3 Barrage (digue+fondation) .....	97
IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage .....	98
IV.5.1.Dispositif d'étanchéité .....	98
IV.5.2.Fondation du barrage .....	98
Conclusion .....	99

## **Chapitre V: Etude de stabilité**

V.1 Calcul de stabilité.....	100
V.1.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus).....	100
V.1.2.Conséquences de l'instabilité des talus .....	100
V.1.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) .....	101
V.1.3.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	103
V.1.3.2 Classement des forces.....	104
V.1.3.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	104
Conclusion.....	106

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

Introduction.....	107
VI.1. Travaux de préparatoires et installation de l'entreprise .....	107
VI.1.1.Installations destinées au personnel .....	107
VI.1.2.Installations destinées au stockage des matériaux .....	107
VI.1.3.Installations destinées à la réparation des engins.....	107
VI.1.4.Installation destinées pour la préfabrication .....	107
VI.1.5.les moyens de chantier.....	108
VI.2.Planification .....	108
VI.2.1.Définition .....	108
VI.2.2.Techniques de la planification .....	108

VI.2.3. Plannings.....	110
VI.2.3.1. plan de travail au plus tôt .....	110
VI.2.3.2. Plan de travail au plus tard .....	111
VI.3 .Délai de construction et programme des travaux.....	111
VI.4. Symboles des différentes opérations.....	111
VI.5 Détermination des chemins critiques .....	113
Conclusion .....	113

## **Chapitre VII: Avant mètre et Devis estimatif**

VII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif .....	115
VII.2 Estimation du corps de la digue .....	115

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

Introduction.....	117
VIII.1 Causes, événement et conséquences.....	117
VIII.2 Mesures préventives.....	117
VIII.3 Détermination les causes des accidents du travail .....	118
VIII.4 Organisation de la prévention des accidents du travail .....	119
VIII.5 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel .....	120
VIII.5.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation .....	121
VIII.5.1.1. Etude du réseau de ventilation .....	121
VIII.5.1.2. Dimensionnement d'un réseau de ventilation .....	121
Conclusion.....	122

Conclusion générale  
Bibliographie

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.01</b> : Situation géographique du barrage <i>Koudiat Rosfa</i> .....	02
<b>Figure I.02</b> : la carte géologique du site d'étude .....	03
<b>Figure I.03</b> : la carte topographique du site d'étude.....	06
<b>Figure I.04</b> : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRESADDEN.....	14
<b>Figure I.01</b> : Rectangle équivalent.....	22
<b>Figure I.02</b> : Profil en long du cours d'eau principal.....	28
<b>Figure I.03</b> : Températures mensuelles moyennes.....	30
<b>Figure I.04</b> : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.....	30
<b>Figure I.05</b> : Humidité relative .....	31
<b>Figure I.06</b> : Répartition interannuelle des vitesses de vent .....	31
<b>Figure I.07</b> : Répartition interannuelle des précipitations.....	32
<b>Figure I.08</b> : ajustement à la loi de Gumbel.....	35
<b>Figure I.09</b> : ajustement à la loi de log-normale (Galton).....	37
<b>Figure I.10</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	38
<b>Figure I.11</b> : Représentation graphique de la loi log-normale.....	39
<b>Figure I.12</b> : Répartition mensuelle des apports 80%.....	40
<b>Figure I.13</b> : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans.....	46
<b>Figure I.14</b> : Hydrogramme de la crue de chantier .....	47
<b>Figure I.15</b> : Courbes de $H = f(Q, q)$ .....	60
<b>Figure I.16</b> : Courbes $V = f(Q, q)$ .....	61
<b>Figure I.17</b> : Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	65
<b>Figure I.18</b> : Déférents niveaux du barrage .....	66
<b>Figure V.01</b> : Schéma de calcul de stabilité.....	102
<b>Figure VI.01</b> : Réseau à nœud .....	112
<b>Figure VIII.01</b> : Accident du travail.....	118
<b>Figure VIII.02</b> : l'organigramme d'Organisation de la prévention des accidents du travail...	120

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.01</b> : investigation géotechniques du site.....	07
<b>Tableau I.02</b> : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (zone 1) .....	10
<b>Tableau I.05</b> : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (zone 2).....	11
<b>Tableau I.09</b> : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (zone 3 et 4) .....	13
<b>Tableau I.10</b> Les caractéristiques granulométriques.....	13
<b>Tableau I.11</b> : Coefficients d'accélération du séisme.....	15
<b>Tableau I.12</b> : Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de <i>Koudiet Rosfa</i> .....	16
<b>Tableau I.13</b> : Température mensuelle en degré Celsius.....	16
<b>Tableau I.14</b> : Station pluviométrique disponible .....	17
<b>Tableau I.15</b> : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle.....	17
<b>Tableau I.16</b> : Répartition mensuelle des apports.....	18
<b>Tableau I.17</b> : Crues du projet.....	18
<b>Tableau I.01</b> : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	23
<b>Tableau I.02</b> : Evaluation de la pente moyenne .....	24
<b>Tableau I.03</b> : Détermination de la pente de Roche $I_p$ .....	25
<b>Tableau I.04</b> : Classification <i>O.R.S.T.O.M</i> (type de relief).....	25
<b>Tableau I.05</b> : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	27
<b>Tableau I.06</b> : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant de <i>Koudiet Rosfa</i> .....	29
<b>Tableau I.07</b> : Répartition mensuelle de la température.....	29
<b>Tableau I.08</b> : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle .....	30
<b>Tableau I.09</b> : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	31
<b>Tableau I.10</b> : Répartition des vitesses de vent.....	31
<b>Tableau I.11</b> : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.....	32
<b>Tableau I.12</b> : Station pluviométrique.....	32
<b>Tableau I.13</b> : Répartition interannuelle des précipitations annuelles.....	32
<b>Tableau I.14</b> : Caractéristiques de la série pluviométrique ( <i>41ans</i> ).....	33
<b>Tableau I.15</b> : Résultat de l'ajustement a la loi de <i>GUMBEL</i> .....	35
<b>Tableau I.16</b> : Comparaison des caractéristiques de la loi de <i>GUMBEL</i> et de l'échantillon...	35
<b>Tableau I.17</b> : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.....	36
<b>Tableau I.18</b> : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	37
<b>Tableau I.19</b> : La Station pluviométrique <i>fodda barrage</i> .....	38
<b>Tableau I.20</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	38
<b>Tableau I.21</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	38
<b>Tableau I.22</b> : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale.....	39
<b>Tableau I.23</b> : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon....	39

<b>Tableau I.24:</b> Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	40
<b>Tableau I.25 :</b> Récapitulatif de Volume annuel moyen.....	41
<b>Tableau I.26 :</b> Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier .....	43
<b>Tableau I.27 :</b> Valeur de $\alpha$ en fonction de la fréquence.....	43
<b>Tableau I.28:</b> Valeur de $\gamma$ en fonction de bassin versant.....	43
<b>Tableau I.29:</b> Récapitulatif des résultats de la formule de <i>Sokolovsky</i> .....	43
<b>Tableau I.30 :</b> Récapitulatif des résultats de la formule <i>Possenti</i> .....	44
<b>Tableau I.31 :</b> Récapitulatif des résultats de la formule <i>Terraza</i> .....	44
<b>Tableau I.32 :</b> Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	44
<b>Tableau I.33 :</b> Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue $\delta$ .....	45
<b>Tableau I.34:</b> La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant..	47
<b>Tableau I.35:</b> Répartition mensuelle des besoins en eau.....	47
<b>Tableau I.36:</b> Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.....	48
<b>Tableau I.37 :</b> Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en ( $Mm^3$ ).....	49
<b>Tableau I.38 :</b> Les volumes des pertes dans la retenue.....	51
<b>Tableau I.39 :</b> Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en ( $Mm^3$ ).....	52
<b>Tableau I.40 :</b> Volumes des pertes dans la retenue.....	53
<b>Tableau I .41:</b> Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en ( $Mm^3$ ).....	54
<b>Tableau I.42 :</b> Données de départ pour la méthode de <i>KOTCHERINE</i> .....	56
<b>Tableau I.43 :</b> Détermination de $H_0$ et $Q$ en fonction de $b$ .....	58
<b>Tableau I.44 :</b> Débits déversant en fonction de $h$ et $b$ et le volume de crue.....	59
<b>Tableau I.45 :</b> La revanche.....	63
<b>Tableau I.46 :</b> Variation de la hauteur du barrage.....	64
<b>Tableau I.47 :</b> Calcul d'optimisation.....	65
<b>Tableau I.48 :</b> Tableau récapitulatif .....	66
<b>Tableau II.01:</b> Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.....	72
<b>Tableau II.02 :</b> Valeurs indicatives des pentes des talus.....	72
<b>Tableau II.03 :</b> Valeurs de $C$ en fonction de la pente du talus et du poids.....	73
<b>Tableau II.04:</b> Valeur de $I_{adm}$ en fonction du type d'ouvrage .....	74
<b>Tableau II.05:</b> Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	77
<b>Tableau II.06 :</b> Epaisseur minimal de drain.....	78
<b>Tableau II.07 :</b> les coûts des variantes étudiées.....	81
<b>Tableau III.01 :</b> Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	83
<b>Tableau III.02 :</b> Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	85
<b>Tableau III.03 :</b> épaisseur minimal de drain.....	88
<b>Tableau IV.01 :</b> Coordonnées de la ligne de saturation.....	96
<b>Tableau IV.02 :</b> Débit de fuite à travers la digue.....	97
<b>Tableau IV.03 :</b> Débit de fuite de la Fondation.....	97
<b>Tableau IV.04 :</b> Débit de fuite de barrage.....	97
<b>Tableau IV.05 :</b> Classification des barrages.....	98
<b>Tableau IV.06 :</b> Gradient hydraulique admissible.....	98
<b>Tableau IV.07 :</b> Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	99
<b>Tableau IV.08 :</b> Détermination du coefficient de sécurité.....	99

<b>Tableau V.01:</b> Coefficient de stabilité admissible des talus.....	101
<b>Tableau V.02 :</b> Valeurs de K1 et K2.....	101
<b>Tableau V.03 :</b> Les caractéristiques géotechniques des sols.....	105
<b>Tableau V.04 :</b> coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	106
<b>Tableau VI.1 :</b> Symboles des opérations.....	111
<b>Tableau VI.2 :</b> Programme des travaux pour la réalisation du barrage <i>Koudiat Rosfa</i> .....	114
<b>Tableau VII.01 :</b> Mètres et devis estimatif.....	116
<b>Tableau VII.02</b> Récapitulatif des coûts et coût total de la digue.....	116
<b>Tableau VIII.1 :</b> vitesse de l'air dans les différentes canalisatio.....	121

# Liste des plans

<b>Plans N° 01</b> : plan de situation et coupe géologique	Echelle : H : 1/1000 V : 1/200
<b>Plans N° 02</b> : vue en plan de l'aménagement.	Echelle : 1/1000
<b>Plans N° 03</b> : Profil en long sur l'axe de la digue.	Echelle : H : 1/200 V : 1/500
<b>Plans N° 04</b> : coupe type des trois variantes.	Echelle : 1/500
<b>Plans N° 05</b> : coupe type de la digue détaillée.	Echelle : 1/500
<b>Plans N° 06</b> : coupes en travers de la digue.	Echelle : 1/500
<b>Plans N° 07</b> : schémas de calcul de stabilité.	Echelle : 1/1000

# Introduction générale

## Introduction générale

L'eau est une ressource fondamentale de l'environnement naturel et de l'agriculture. L'importance l'eau dans la nature et dans la vie de l'homme a été reconnue depuis qu'il a pris conscience de ses relations avec son milieu.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau. Parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour l'agglomération en tant que l'utilisation agricole ou industriel. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Dans cette optique, la wilaya de TISSEMSILT a bénéficié d'un nombre projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le barrage de KOUDIAT ROSFA sur l'Oued Fodda. L'étude a été fait par HYDRO PROJET CENTRE en 1989.

Le but de ce barrage est de récupérer le volume envasé du barrage *Oued Fodda* qui est sur le même oued, implante à 18 km à l'aval et pour satisfaire les besoins en eau aux agglomérations et l'irrigation.

Pour mener à bien notre travail on l'a divisé en deux parties : Après avoir présenté une synthèse de l'étude de faisabilité, nous passons à une analyse détaillée des données pluviométrique et géomorphologiques en vue de déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, le second, présentera les variantes possibles qui sont déterminées à partir d'une analyse géologique du site, la disponibilité des matériaux et le facteur économique, puis enfin une étude de conception détaillée de la digue viendra pour déterminer l'avant métré et le devis estimatif de la digue.

# 1ere partie

## Synthèse de l'étude de faisabilité

## I.1. Introduction

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, pour choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique. Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage.

### L'objectif du barrage *Koudiet Rosfa*

Le barrage a été réalisé pour les trois buts principale sont :

- La récupération du volume envasé du barrage *Oued Fodda* ;
- L'alimentation en eau potable de la ville de *Tissemsilt* (15 Mm<sup>3</sup>/an) ;
- L'irrigation via le barrage *Oued Fodda* des périmètres en aval (6 Mm<sup>3</sup>/an).

## I.2. Situation topographique, géologique et géotechnique

### I.2.1. Situation géographique du site

Le site du barrage *Koudiet Rosfa* se trouve dans la vallée d'*Oued Fodda* à environ 30 Km en amont du barrage existant du même nom en exploitation depuis 1932.

Il est distant d'environ 250 km d'*Alger* dans la direction du Sud-ouest, par *Khemis Miliana* et *Theniet El-Had*.

Le site se trouve entre les villages de *Hammam Slimane* et *Béni Chaib*, relié par une route asphaltée, qui longe la rive gauche de l'oued.

Le village de *Béni Chaib* se trouve dans la cuvette à environ 7 Km en amont du site. De ce village la route asphaltée va en direction SSE et rejoint la RN°14 près du village *Bourbaki* qui relie le chef lieu de wilaya *Tissemsilt* et *Teniet El-Had*. La même route de site en direction NW rejoint la RN°19 à *Bourdj Bounaama* (à environ 15 Km en amont du site). Cette dernière, suivant la même direction, atteint à environ 15 Km à l'ouest de *Chlef* sur la RN°4, fig. (I-01).

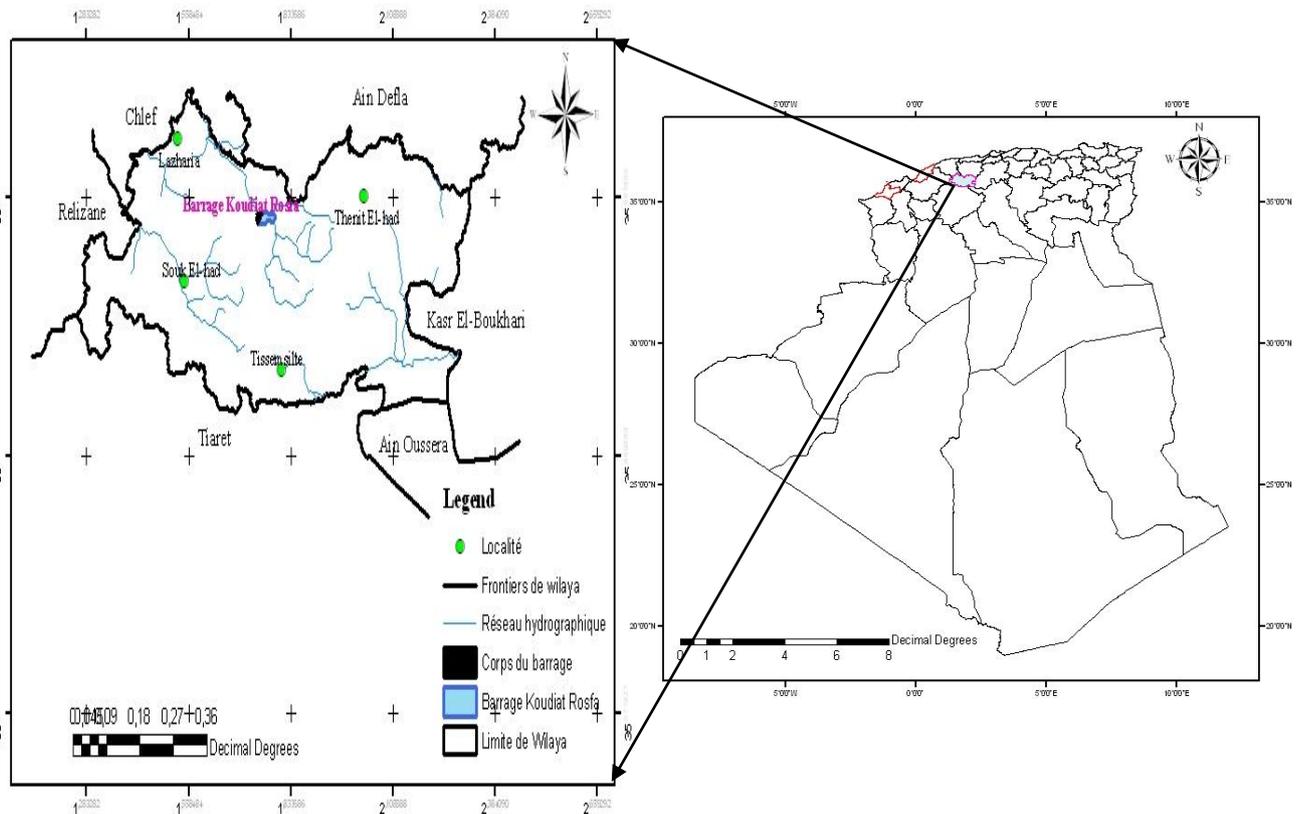


Figure I-01 : Situation géographique du barrage *Koudiat Rosfa*.

### I.2.2. Situation topographique du site

Du point de vue topographique, le site présente des conditions favorables pour la réalisation d'un barrage.

Le site du barrage est localisé sur la carte topographique au 1/150.000<sup>e</sup> d'*El-Meddad* (N°133) aux coordonnées *Lambert* suivantes :

$$X = 414,48 \text{ km}$$

$$Y = 283,05 \text{ km}$$

$$Z = 600,000 \text{ m}$$

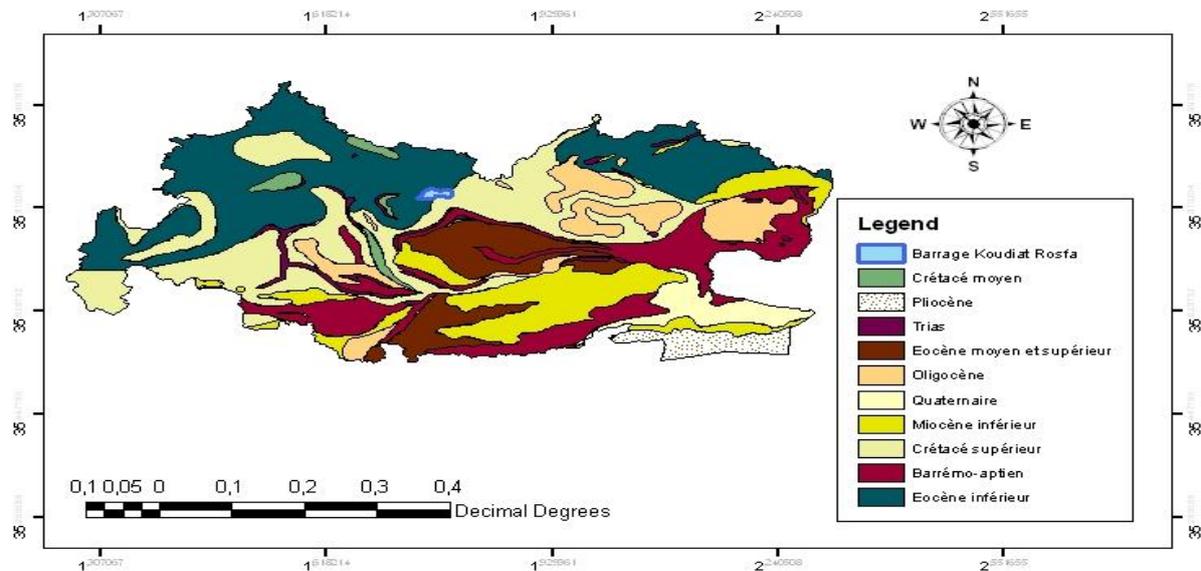
### I.3. Géologie de la zone d'étude

#### I.3.1. Contexte lithologique et stratigraphique du site

Le bassin versant du barrage *Oued Fodda* est situé dans la région Sud Ouest de l'Algérie. La structure géologique de cette région est plus ou moins complexe et comprend les formations géologiques suivantes, (Classées par ordre d'âge croissant), fig. (I-02). :

- Quaternaire ;
- Miocène ;
- Oligocène ;
- Eocène ;
- Crétacé ;

- Jurassique ;
- Trias.



**Figure I-02 :** la carte géologique du site d'étude.

Ces formations sont décrites d'une manière sommaire comme suit :

#### **I.3.1.1. Quaternaire**

Les dépôts sont représentés par des types génétiques divers, avec une plus grande distribution pour les alluvions et les dépôts de versants.

#### **I.3.1.2. Miocène**

##### **Miocène Inférieur (I)**

Cette série est essentiellement marneuse avec des propriétés similaires à ceux de l'Oligocène et du Crétacé.

#### **I.3.1.3. Oligocène**

- Oligocène de faciès Boghari (OB)
- Oligocène de faciès Numidien (ON)

#### **I.3.1.4. Eocène**

Marne noires et grises à rares bancs intercalations calcaires ou marno-calcaires.

#### **I.3.1.5. Crétacé**

Cette série est marneuse et marno-calcaire, à environ mille mètres de puissance. Les marno-calcaires se présentent sous forme de petits bancs ou d'intercalation dans la marne.

### I.3.1.6. Jurassique

Cette formation est caractérisée par des falaises calcaires épaisses, souvent massives ; la série jurassique de l'Ouarsenis est sub-horizontale et dans un état complètement renversé.

### I.3.1.7. Trias

Cette formation se présente sous forme d'affleurements et apparaît en position anormale la plupart du temps. Elle correspond à une suite de dépôts à faciès très caractéristiques : gypse, sel, dolomies, cargneules, argiles bariolées, grès rouges... mais la stratigraphie détaillée des dépôts triasique reste pratiquement inconnue ou du moins très difficile à établir.

### I.3.2. Tectonique

La structure géologique de l'anticlinorium se caractérise par le plissement général sub-latitudinal à NE-SW des axes, propre à *L'ATLAS TELLIEN*.

La structure du flanc Sud est largement compliquée par les effets conjugués de :

- La tectonique tangentielle responsable des nappes, elles même affectées par le plissement post-nappe général et partiellement recouvertes par les dépôts néogènes et quaternaires ;
- La tectonique cassante (disjonctive) due à des mouvements récents.

Les failles sont parfois matérialisées par des corps plats et exotiques attribués au Trias. Plusieurs familles de failles d'orientations différentes sont mises en évidence : NE-SW, NNE-SSW et N-S.

Les failles NE-SW, parallèles au plissement général sont d'ailleurs rendues responsables de nombreux séismes puisqu'elles semblent correspondre à un nombre important d'épicentres (11).

### I.3.3. Aspects géomorphologiques

*L'ATLAS TELLIEN* à allongement sub-latitudinal, dont le relief jeune et accidenté reflète la structure tectonique d'anticlinorium à plissement complexe, contrasté avec les hautes à structure tabulaire générale, qui le borde méridionalement.

La transition d'un type morpho-orogénique à l'autre s'opère précisément au niveau de la région étudiée. Il est nécessaire de constater le passage progressif, du nord au sud, d'un pays à relief chahuté à versants abrupts, profondément entaillés par les vallées étroites des oueds et à relief boisé (maquis et forêts de pin d'Alep) à un pays relativement plat, nu.

Les versants deviennent moins abrupts, réguliers et vallées plus larges. Le couvert végétal devient de plus en plus clair à mesure que l'on se dirige vers le sud, pour disparaître complètement dans la zone du cours supérieur de *l'oued fouda*.

Une analyse morpho-structurale fait ressortir un schéma général de cuestas et crêtes de roches dures (grès et calcaires) dominant un modèle marneux, siège de fréquents mouvements en masse (glissement et éboulements) et de ravinements intenses dans la zone septentrionale franchement tellienne.

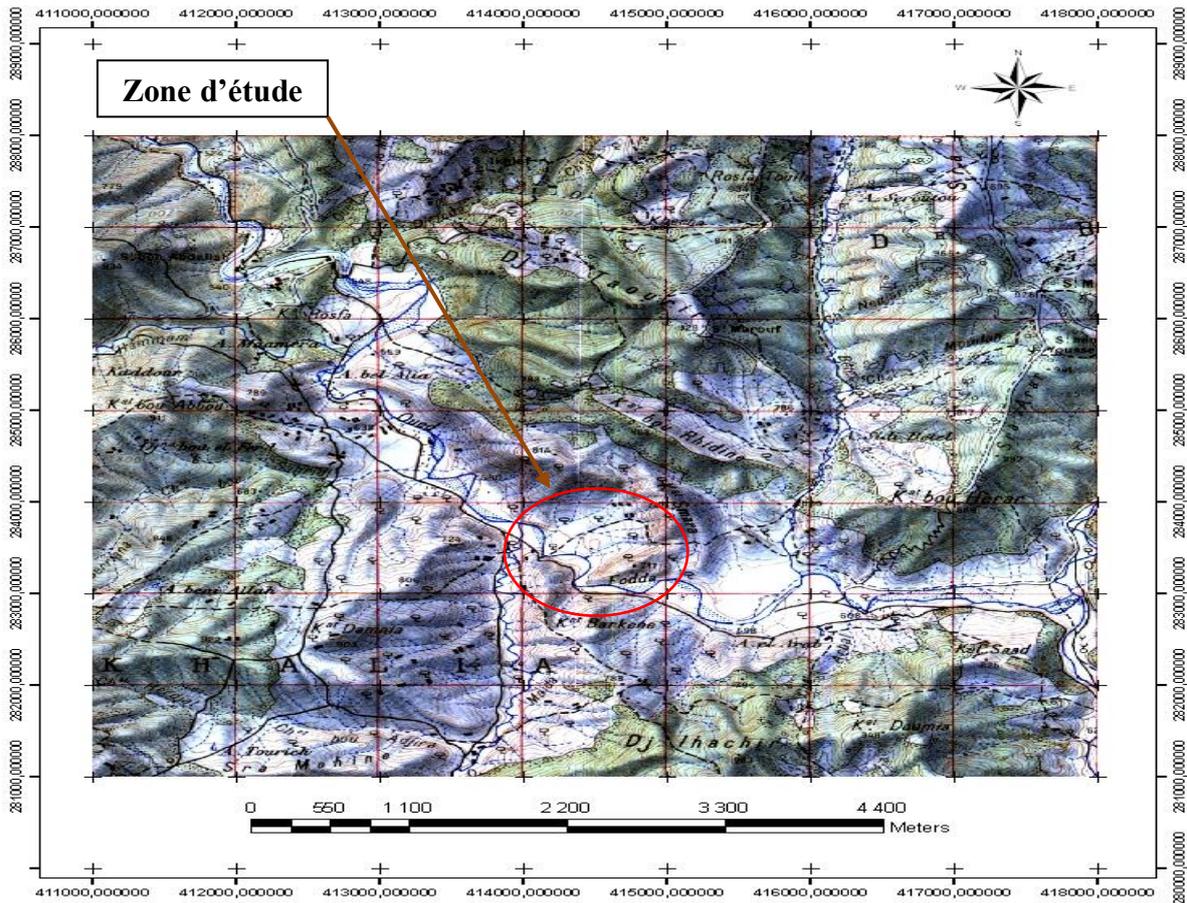
A mesure que l'on se dirige vers le sud, le plissement devenant plus calme et à grand rayon de courbure, le relief prend l'allure d'entablements de mieux en mieux marqués, typiques pour les hautes plaines en général.

L'érosion devient du coup plus sournoise (érosion en nappes), mais non moins intense en raison notamment de l'absence du couvert végétal et de la pratique systématique de la monoculture céréalière.

#### **I.3.4. Topographie**

Un levé topographique au 1/1000 de la zone de l'axe du barrage a été réalisé par le cabinet CETB Alger. Il a été complété et amélioré à plusieurs reprises suite aux remarques et recommandations de l'Ingénieur Conseil. Il porte sur une surface d'environ 50 *ha*.

Un levé topographique au 1/5000 de la cuvette a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 850 *ha*. Il a également été complété et amélioré à plusieurs reprises. Il reste imprécis au niveau des informations, plusieurs talwegs importants et bâtisses manquent toujours sur ce plan.



LEGENDE

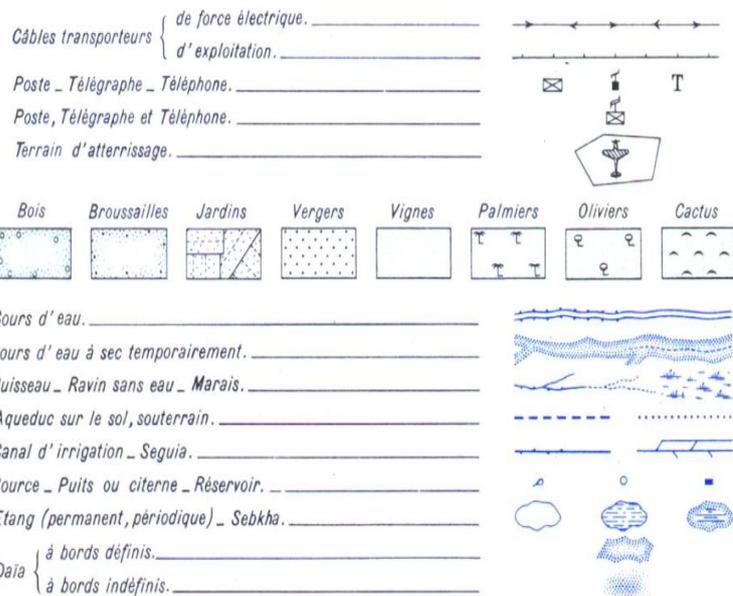


Figure I-0 3 : la carte topographique du site d'étude

### I.3.5. Travaux de reconnaissance effectués

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de construire les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique du massif.

Les objectifs principaux de ces reconnaissances étaient :

- Définir la nature et la qualité du rocher et son évolution avec la profondeur.
- Définir la perméabilité du rocher.
- Fixer le niveau de la nappe.
- Définir les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher.

#### I.3.5.1. Sondages

Les terrains de fondation de la digue et des ouvrages annexes, ainsi que les terrains du glissement sur la rive gauche, la zone d'encrochement N°1 et la zone d'emprunt des alluvions ont été reconnus par des sondages mécaniques, afin de couvrir les différents besoins en reconnaissances géologiques et géotechniques. Le tableau I.01 résumé les sondages effectués

**Tableau I. 01:** Investigation géotechniques du site.

N°	Dénomination	Inclinaison	Emplacement	Profondeur	Essais Lugeons	Piézomètre	Pressiomètre
1	S1	vertical	Evacuateur de crues	40	Oui	Non	Non
2	S2	vertical	Recharge amont	100	Oui	Non	Non
3	S2A	45°vers N	Axe de barrage	98	Oui	Non	Non
4	S3	45° vers S	Recharge amont	55	Oui	Non	Non
5	S4	vertical	Recharge amont	80	Oui	Non	Non
6	SKR5	vertical	Axe de barrage	50	Oui	Oui	Oui
7	SKR5 <sup>B</sup>	vertical	Axe de barrage	60	Oui	Oui	Non
8	SKR6	75° vers SW	Rive Gauche	60	Oui	Oui	Non
9	SKR7	75° vers S	Rive Gauche	60	Oui	Oui	Non
10	SKR8	75° vers N	Rive Droite	60	Oui	Oui	Non
11	SKR9	vertical	Recharge aval	32	Oui	Oui	Oui
12	SKR10	vertical	Recharge amont	30	Oui	Oui	Oui
13	SKR11	vertical	Evacuateur de crues	49	Oui	Oui	Non
14	SKR12	vertical	Rive Gauche	50	Non	Oui	Non
15	SKR13	vertical	Zone d'alluvion	13,68	Non	Oui	Non
16	SKR14	vertical	Zone d'alluvion	12,15	Non	Oui	Non
17	SKR15	vertical	Zone d'alluvion	15,20	Non	Oui	Non
18	SKR16	vertical	Zone d'alluvion	15,20	Non	Oui	Non
19	SKR17	vertical	Zone d'alluvion	12,20	Non	Oui	Non
20	SKR18	12° vers W266°	Zone d'encrochement	51	Non	Non	Non
21	SKR20	vertical	Zone de glissement	50	Non	Oui	Non
22	SKR21	vertical	Zone de glissement	21	Non	Oui	Non
23	SKR22	vertical	Zone de glissement	26	Non	Oui	Non

Source : ENYD2005.

### I. 3.6. Géologie de la cuvette et du site de barrage

#### I.3.6.1. Géologie de la cuvette

La cuvette est constituée presque entièrement par des sédiments de formation flyshoïde d'*El-Melab* et de formation carbonatée de *l'oued Djillali* d'âge Crétacé. Ces deux formations sont représentées par une alternance d'argilites, d'aleurolites et de marnes, renfermant des intercalations argileuses, calcaires et grès en gros bancs. Ces sédiments affleurent dans la moitié avale de la cuvette et dans la partie la plus amont de celle-ci (sur les deux rives à environ 2 km). Dans la partie centrale de la cuvette, y compris la vallée de *l'oued El-Djir*, les sédiments de cette formation sont couverts de marnes et d'argiles à intercalations gréseuses de la formation de *Tidda*. Dans la partie la plus large de la cuvette, à environ 1,5 – 2,0 km en amont du site sur la rive droite, on trouve des marnes du membre inférieur de la formation de *l'oued Selene*. Les alluvions édifient le lit et les terrasses de l'oued Fodda et de l'oued *El-Djir*. Ce sont des graviers, cailloux et blocs isolés pris dans une matrice sablo-limoneuse, qui sur les terrasses ont une couverture constituée d'argiles, de limons argileux, ou de sables fins argileux ou graveleux.

#### I.3.6.2. Géologie de l'axe du barrage

L'axe du barrage correspond à un seuil calcaire étroit, profondément disséqué par *l'Oued Fodda*. A l'aval immédiat, la vallée large de plusieurs centaines de mètres, présente un rétrécissement graduel vers l'amont et un spectaculaire changement de direction.

Dans la partie la plus large, à quelques centaines de mètres à l'amont du site se présente un cours d'eau anastomosé avec de larges terrasses alluviales relayées par des amoncellements de colluvions, gisant en pente douce dans la zone des piedmonts.

### I.3.7. Synthèse des essais géotechniques

La totalité des essais géotechnique a été réalisée par le laboratoire des travaux publics du centre. ces essais sont énumérés comme suit

#### I.3.7.1. Essai Proctor

L'essai est réalisé dans un module Proctor de 10-15 cm de diamètre avec un dam de 2,498 kg (*Proctor normal*)

#### I.3.7.2. Essai de cisaillement à la boîte de casagrande

- Pour les essais non consolidés non drainés (*UU*), la vitesse de déformation contrôlée devra être maintenue à :  $V = 1 \text{ mm /mn}$ .

- Pour les essais consolidés non drainés (*CU*), la vitesse sera :  $V = 0,6 \text{ mm/mn}$

- Pour les essais consolidés drainés (*CD*) :

$V = 0,3 \text{ mm/mn}$  pour les sables ;

$V < 0,1 \text{ mm/mn}$  pour les sables argileux ;

$V < 0,001 \text{ mm/mn}$  pour les argiles limoneuses ou limons argileux ;

$V < 0,05 \text{ mm/mn}$  pour les argiles ou  $I_p < 30\%$  ;

$V < 0,02 \text{ mm/mn}$  pour les argiles ou  $I_p > 30\%$ .

Les contraintes verticales seront de 1, 2, 3, bars pour chaque échantillon intact ou récompacté aux conditions du Proctor.

### **I.3.7.3. Essai Triaxial**

L'essai non consolidé non drainé (*UU*), est effectué avec  $\sigma_3 = 1, 2, 3$  bars et une vitesse de déformation :  $V = 0,08 \text{ Ho/mn}$ . Ces essais sont faits avec une saturation  $S_r > 0,8$ .

### **I.3.7.4. Essais Oedométriques**

Les contraintes verticales sont égales à : 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 16, bars. Les essais sont effectués sous eau.

### **I.3.8. Matériaux d'emprunt**

Huit zones de matériaux de construction ont été étudiées aux alentours immédiats du site du barrage, afin d'assurer les besoins de l'ouvrage en différents types de matériaux.

- Matériaux argileux : Zones 1, 2, 3, 4 .
- Matériaux graveleux : Zones d'alluvions.
- Matériaux Enrochements : Zones 1, 2, 3 .

L'ensemble de ces zones d'emprunt a été reconnu par des puits, tranchées et sondages. Les échantillons recueillis ont fait l'objet d'une série d'essais géotechniques, qui sont analysés ci après.

#### **I.3.8.1. Matériaux argileux**

Quatre zones d'argile ont été reconnues. Les zones 1 et 2 ont été étudiées par puits lors de la présente campagne, tandis que les zones 3 et 4 ont été étudiées lors de la phase de faisabilité. et les descriptions sont résumées comme suit :

##### **A. Zone 1 :**

- ✓ La zone 1 est située en rive droite de l'*oued fouda* à environ 2 km à l'amont de l'axe du barrage.
- ✓ L'épaisseur mise à nu par les observations de terrain et par les travaux de reconnaissance varie de 5 m près des berges et s'atténue pour disparaître vers le versant (3,5 m au milieu).
- ✓ Les matériaux sont représentés par des argiles parfois limoneuses brunâtres sèches et compactes. Les résultats ci-dessous donnent les valeurs extrêmes et moyennes.

**Tableau I. 02 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1):

Fraction	Granulométrie (%)				
	20 – 2 mm	2 – 0,2 mm	0,2-0,02 mm	0,02-0,002 mm	< 80 $\mu$
<i>Min</i>	1,00	4,00	22,00	20,00	72,00
<i>Max</i>	4,00	11,00	30,00	30,00	90,00
<i>Moy</i>	2,25	7,75	25,50	26,25	81,00
<i>Ecart type</i>	1,26	2,87	4,12	4,35	7,39

Ces matériaux sont très homogènes et à forte composante argileuse :  $<80\mu \geq 72\%$ .

**Tableau I. 03 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1) (suite):

Valeurs	Limites d'Atterberg			Oedomètre	
	$W_l$ (%) <i>limite de liquidité</i>	$W_p$ (%) <i>limite de plasticité</i>	$I_p$ <i>Indice de plasticité</i>	$C_g$ <i>Coefficient de gonflement</i>	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) <i>Pression de consolidation</i>
<i>Min</i>	8.20	17.30	16.20	3	2.75
<i>Max</i>	13.90	25.80	23.60	3.9	1.65
<i>Moy</i>	10.83	22.03	20.05	3.33	2.37
<i>Ecart type</i>	2.64	3.84	3.89	0.49	0.62

**Tableau I. 04:** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1) (suite):

Tranchées (n <sup>o</sup> )	Proctor Normal			
	Profondeur (m)	$W$ (%) <i>Teneur en eau</i>	$W_{opt}$ (%) <i>Teneur en eau optimal</i>	$\gamma_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> ) <i>densité sèche maximale</i>
<i>TR1</i>	0 – 3,5	12,5	14,6	1,8
<i>TR2</i>	0,3 – 3,5	8,2	14,4	1,78
<i>TR3</i>	0,3 – 3,4	9,1	17,6	1,61
<i>TR4</i>	0,3 – 3,5	13,9	7,8	1,85
<i>Moyenne</i>		10,93	13,60	1,76
<i>Ecart type</i>		2,71	4,13	0,1

Source : ENYD2005.

### - Essais chimiques

Le pourcentage en matières solubles et organiques reste faible pour le premier et inexistant pour le second.

### B. Zones 2

La zone 2 est située à environ 700 m à l'amont de l'axe du barrage. Elle occupe une basse terrasse en rive droite de l'Oued fodda.

L'épaisseur mise à jour par les observations de terrain et par les travaux de reconnaissance est de 06 m près des berges et nulle aux versants en passant par 04 m au milieu. Les matériaux sont représentés par des argiles parfois limoneuses brunâtres sèches et compactes.

Les résultats ci-dessous donnent les valeurs extrêmes et moyennes.

**Tableau I. 05 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (zone 2):

Fraction	Granulométrie (%)				
	20-2 mm	2-0,2 mm	0,2-0,02 mm	0,02-0,002 mm	<80 $\mu$
Min	6,00	34,00	9,00	6,00	28,00
Max	12,00	58,00	24,00	16,00	52,00
Moy	7,25	38,25	19,75	13,25	47,25
Ecart type	2,26	4,79	4,19	3,10	4,65

Ces matériaux sont très homogènes et à forte composante argileuse :  $<80\mu \geq 47\%$ . Par rapport à la zone 1, ces matériaux comportent une fraction argileuse plus faible et leurs courbes granulométriques se décalent vers la gauche (particule grossières).

**Tableau I. 06 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite):

Valeurs	Limites d'Atterberg			Oedomètre	
	$W_l$ (%) limite de liquidité	$W_p$ (%) limite de plasticité	$I_p$ Indice de plasticité	$C_g$ Coefficient de gonflement	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Pression de consolidation
Min	33,00	16,40	8,70	1,40	1,20
Max	42,20	24,30	17,60	3,30	3,25
Moy	36,30	20,93	15,38	2,21	2.16
Ecart type	4,13	3,61	4,57	0,70	0,81

**Tableau I. 07** : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite):

Tranchées (n°)	Proctor Normal			
	Profondeur (m)	W (%) Teneur en eau	W <sub>opt</sub> (%) Teneur en eau optimal	$\gamma_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> ) densité sèche maximal
TR6	0,5 - 6,0	7,3	14,8	1,91
TR7	0,5 - 5,5	8,8	12,7	1,89
TR8	0,3 - 4,0	9,2	6,5	1,95
TR9	0,3 - 3,8	14,6	16,0	1,70
TR10	0,5 - 5,0	13,5	13,5	1,96
TR11	0,3 - 3,0	9,7	14,5	1,89
TR12	0,2 - 3,0	12,1	15,9	1,84
Moyenne		12,48	15,03	1,85
Ecart type		2,11	1,12	0,11

**Tableau I. 08** : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite):

Valeurs	Cisaillement direct				Triaxiaux			
	$\varphi^o_{uu}$	$C_{uu}$	$\varphi^o_{cu}$	$C_{cu}$	$C_{uu}$	$\varphi^o_{uu}$	$C_{cu}$	$\varphi^o_{cu}$
Max	42,00	0,96	19,50	0,80	0,80	19,50	0,65	23,00
Min	15,00	0,36	9,50	0,45	0,45	9,50	0,30	12,00
Moyenne	27,36	0,69	14,50	0,50	0,58	15,14	0,36	15,29
Ecart type	0,22	0,22	3,98	0,11	0,11	4,55	0,13	3,65

Source : ENYD2005.

 $\varphi^o$ : angle de frottement

uu : non consolidé non drainé

C : cohésion

cu : consolidé non drainé

**- Essais chimiques de la zone 2**

Le pourcentage en matières solubles et organiques reste faible pour le premier et inexistant pour le second.

**C. Zones 3 et 4**

Deux zones potentielles numérotées 3 et 4, situées en rive droite de l'Oued fouda, à environ 100 m à l'amont de l'axe de la digue, peuvent apporter des compléments appréciables en matériaux similaires.

La surface totale de ces deux zones est de 120 000 m<sup>2</sup>. Pour une épaisseur moyenne de

02 m, on peut estimer un volume supplémentaire de 240 000 m<sup>3</sup>.

**Tableau I. 09 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone3 et4)

Puits n <sup>o</sup>	Gravier (%)	Sable (%)	Argile (%)	W (%) Teneur en eau	W <sub>l</sub> (%) limite de liquidité	W <sub>p</sub> (%) limite de plasticité	I <sub>p</sub> Indice de plasticité
P11	-	16	84	25,61	53,2	27,34	25,86
P12	5	35	60	15,8	35,5	21,63	13,87

Source : ENYD2005.

On remarque qu'on a des matériaux franchement argileux avec un fort pourcentage d'éléments < à 80μ.

Les matériaux du puits P11 se classent en catégorie CH, tandis que l'autre se classe en catégorie CL. Ils sont en général de consistance dure.

### I.3.8.2. Zone d'alluvions

Cette zone sera la carrière principale qui assurera les matériaux nécessaires pour les recharges du barrage. Elle est située à l'amont de l'axe et s'étend sur 3,5 km jusqu'à l'affluent droit de l'oued fouda. La largeur de la zone varie 50 et 200 m.

L'épaisseur de cet horizon traversé par les 5 forages carottés varie de 6,10 m (SK 17) à l'amont, à 13,5 m au SKR 16, pour redescendre ensuite à 11,2 à l'aval (SKR 13).

Le tableau ci-après donne les caractéristiques granulométriques de ces matériaux :

**Tableau I. 10 :** les caractéristiques granulométriques

Puits (N <sup>o</sup> )	Profondeur (m)	200 - 20 (%) mm	20 - 2 (%) mm	2 - 0,2 (%) mm	0,2 - 0,02(%) mm	< 80μ(%)
P15	1 - 2,3	45	30	12	8	10
P16	0,8 - 3,4	54	35	8	2	3
P17	1,8 - 2,5	50	42	6	2	1
P18	0,7 - 1,70	35	37	18	4	8
P19	1,20 - 2,50	39	35	17	4	8
P20	1,3 - 2,50	30	42	21	4	5
P23	0,80 - 2,30	30	42	20	4	6
P24	0,70 - 2,30	42	39	13	3	4
P25	0,40 - 0,90	30	40	17	6	10
P26	0,40 - 1,80	20	48	20	4	9
P29	0,80 - 2,80	30	40	20	6	8

<i>Moyenne</i>	36,82	39,09	15,64	4,27	6,55
<i>Ecart type</i>	10,20	4,76	5,16	1,79	2,98
<i>Max</i>	54	48	21	8	10
<i>Min</i>	20	30	6	2	1

Source : ENYD2005.

On constate que ces matériaux sont très homogènes et forment un fuseau très étroit, avec une proportion de cailloux et de graviers dépassant souvent 70%, tandis que la fraction fine < 80 $\mu$  n'est que faiblement représentée (généralement inférieure à 10%).

### **I.3.8.3. Zone d'enrochements**

#### **- Zone 1**

La zone 1 est la zone principale qui fournira les enrochements pour le *Rip-Rap* ainsi que pour un éventuel prisme drainant à l'aval. Elle répondra également aux besoins de la digue en filtres et drains. Elle est située à environ 200 m à l'aval de l'axe du barrage sur la rive gauche de l'*oued fouda*.

Les bancs sont d'épaisseur décimétrique. L'épaisseur globale de l'horizon étudié varie de 10 m dans la partie Ouest de l'affleurement, à 40 m à l'Est près du lit de l'*oued*.

#### **- Zone 2 et 3**

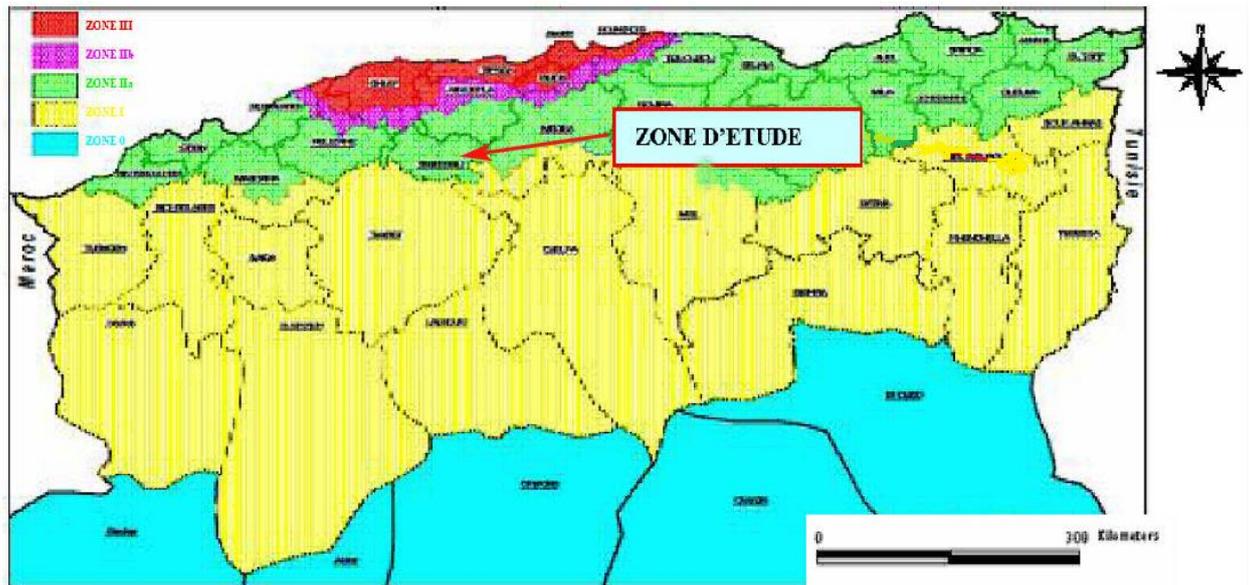
Deux zones potentielles dénommées 2 et 3 ont été localisées en queue de cuvette. La zone 3 est représentée par l'affleurement d'un gros banc de grès sur la rive gauche de l'*oued*, à environ 3,5 km de l'axe. L'épaisseur de cet affleurement est d'environ 5 m avec une stratification subhorizontale (150° SW direction NW – SW).

### **I.4. Sismicité du site**

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

La sismicité de la région de *Koudiat Rosfa* a été évaluée dans un rayon de 200 km autour du site du barrage.

L'examen des cartes des épacentres montre que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique, cependant, elle ressent parfois les secousses des régions avoisinantes nettement plus actives.



**Figure I. 04 :** Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99/APRESADDENDA.

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

**Tableau I. 11 :** Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Source : RPA 99,2003

Notre ouvrage est classé en zone II-a groupe d'usage 2 selon le règlement parasismique algérien RPA 99,2003

Donc : La valeur d'accélération au sol de 0,20g pour le séisme de projet.

### I.5. Hydrologie

Dans cette présente partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de *Koudiat Rosfa* élaborée lors de l'étude de faisabilité. Les principales caractéristiques

physiques du bassin versant de *l'oued fodda* jusqu'au site du barrage de *Koudiat Rosfa* sont les suivantes :

**Tableau I. 12 :** Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de *Koudiat Rosfa*.

Caractéristiques du bassin versant	Valeurs
Surface	440 Km <sup>2</sup>
Longueur talweg	31 Km
Périmètre	88 Km
Altitude min	600 m
Altitude max	1786 m
Altitude moyenne	904 m
Indice de compacité Gravelius	1,17
Pente globale	2,5
Caractéristiques hydrauliques	
Apport moyen annuel	44,58 Mm <sup>3</sup>
Crue de travaux (T=20 ans)	780m <sup>3</sup> /s
Crue de projet (T=1000 ans)	1370m <sup>3</sup> /s

Source : ENYD2005.

### I.5.1. Données climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet. La pluviométrie est traitée à part.

#### I.5.1.1. Température de l'air

La température moyenne mensuelle est d'environ 15,8°C. Les températures extrêmes enregistrées sont -2,5 et 42,5°C, localisées en janvier et en juillet atteintes avec des fréquences faibles. Dans le mois de janvier, la température moyenne mensuelle varie le plus souvent entre 5°C et 10°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32,5°C.

**Tableau I.13.** Température mensuelle en degré Celsius.

Mois /Temp	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy
$T_{min}$ (°C)	5,4	6,0	7,2	9,3	11,8	17,2	21,2	20,2	13,0	8,7	6,8	12,0	12,0
$T_{max}$ (°C)	12,1	12,8	15,3	17,7	21,0	27,5	32,2	31,1	21,7	16,0	12,8	20,7	20,7
$T_{moy}$ (°C)	8,3	9,0	10,8	13,0	15,9	22,0	26,3	21,7	16,7	11,9	9,2	15,8	15,8

Source : ENYD2005.

**I.5.1.2. Vent**

Les vents dominants charge d'humidité soufflent dans la direction W - NW dans la période allant du mois d'octobre au mois de mai, et E – SE de juin a septembre, avec une fréquence supérieure a 14 %. La vitesse moyenne mensuelle du vent varie de 2,5 à 3,5 m/s.

**I.5.1.3. Précipitations**

les précipitations annuelles enregistrée sont regroupées dans le tableau I.14 :

**Tableau I.14** : Station pluviométrique disponible :

Station	Code de station	Altitude	Année de fonctionnement	Pluie (mm)
Fodda barrage	012108	500	34	438.5000
Bordj Bou Naama	012306	1050	36	544.3000
Theniet El-Had	011605	1160	52	515.8000
Layoune	011007	900	18	515.8000
Souk El-Had	012304	550	11	413.2000
Tissemsilt	011006	858	34	361.5000
Toutia El-Hassania	011903	220	18	451.7000

Source : ENYD2005.

**I.5.1.4. Evaporation**

L'évaporation est mesurée sous abri à l'aide de l'évaporomètre "*piche*". L'évaporation moyenne annuelle au site de *Koudiat Rosfa* est estimée à 1241 mm, sur la base de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH.

Le Tableau (I.15) présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation.

**Tableau I.15** : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle :

Mois/Evap	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Min	40,3	34,8	68,2	78,0	80,6	117,0	158,1	148,8	114,0	80,6	51,0	34,1
Max	74,4	66,7	80,6	96,0	114,7	165,0	235,6	204,6	159,0	120,9	75,0	62,0
Moy	55,8	52,2	77,5	84,0	99,2	150,0	207,7	182,9	138,0	96,1	60,0	52,7

Source : ENYD2005.

**I.5.1.5. Apports**

L'évaluation d'apport moyen annuel du bassin versant de *Koudiat Rosfa* est faite avec trois approches :

- La série d'observation représentative du barrage de fodda
- L'analyse régionale

- Et les formules empiriques.

La répartition mensuelle des apports est indiquée dans le Tableau ci-dessous.

**Tableau I.16** : Répartition mensuelle des apports

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
Volume (Mm <sup>3</sup> )	0,82	2,27	2,09	5,11	8,00	8,22	6,91	5,81	3,12	1,08	0,60	0,54	44,58
(%)	1,84	5,08	4,68	11,47	17,95	18,45	15,50	13,04	7,01	2,42	1,36	1,21	100,00

Source : ENYD2005.

### I.5.2. Crues du projet

**Tableau I.17** : Crues du projet

Temps de retour (ans)	10	20	100	1000	10000
Pointe de crue (m <sup>3</sup> /s)	665	780	1000	1370	1570

Source : ENYD2005.

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'000 ans. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF).

$$- Q_{1000} = 700 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } Q_{PMF} = 900 \text{ m}^3/\text{s}.$$

### I.5.3. Transports solides

La détermination des apports solides du BV de *Koudiet Rosfa* s'est effectuée sur la base des résultats des données d'exploitation du barrage fouda et de l'expertise polonaise, qui consiste à déduire la concentration des sédiments, en utilisant les résultats de l'apport solide et liquide moyen annuel (pour la période de 46 ans) respectivement égale à 2,04 Hm<sup>3</sup> et 81,055 Hm<sup>3</sup>, en considérant une densité moyenne humide de vase de 1,6 t/m<sup>3</sup> nous aurons une concentration des sédiments de 40,3 kg/m<sup>3</sup>. D'où un apport solide moyen annuel de *Koudiat Rosfa* égal à 1,12 Hm<sup>3</sup>.

## I.6. Conceptions de barrage et ouvrages annexes

### I.6.1. Digue

La digue adoptée est en remblai (alluvion). C'est la solution la plus raisonnable du point de vue écologique, des territoires adjacentes n'étant pas affectées et l'impact sur l'environnement étant minimal.

En outre, les matériaux pour les remblais seront excavette et des terrassements de l'évacuateur de crues, ce qui représente un avantage.

La hauteur de la digue au dessus du fond de l'oued est de 57m, et d'après les normes bulgares, c'est une digue à hauteur moyenne.

La côte de retenue normale est de 641,00 NGA. Elle correspond à la côte du seuil du déversoir.

La côte de la crête de la digue est de 646,00 NGA. Cette côte est déterminée, comme dans l'étude des variantes, à partir de la montée du plan d'eau lors du passage de la crue de projet en combinaison avec des vagues engendrées par le vent ou par le séisme.

### **I.6.2. Evacuateur de crue**

L'évacuateur de crues est implanté dans le versant d'appui de la rive droite du barrage et possède une longueur totale de 115m

Il comporte de l'amont vers l'aval :

- Un seuil libre circulaire type Creager, d'une longueur développée de 51,26 m.
- Une transition convergente à faible pente ramenant la largeur à 20m. Cette transition comporte un seuil de contrôle droit de 1,20m de hauteur.
- Un coursier de 20m de large comportant un tronçon circulaire permettant le raccordement avec la partie amont, puis un tronçon droit à forte pente (70%).
- Un saut de ski d'un rayon de courbure de 12m. Comportant 6 blocs dissipateurs d'énergie.

### **I.6.3. Dérivation provisoire**

Compte tenu de la bifurcation de l'Oued à l'aval du barrage, le tunnel de dérivation provisoire est avantageusement implanté en rive droite.

Le tunnel d'une longueur de 250m et d'un diamètre intérieur de 3,10m permet de transiter la crue de chantier de fréquence 1 /20 sous une cote amont 615,85 NGA et avec un débit sortant de l'ordre de 110m<sup>3</sup>/s.

Le batardeau amont dont le couronnement est arasé à la cote 621,00 NGA, permet toutefois le transit de crues plus importantes.

### **I.6.4. Tour de prise**

La tour de prise est implantée en rive droite près du portail amont du tunnel de dérivation qui est réutilisé en phase d'exploitation pour abriter la vidange de fond et la conduite métallique de prise d'eau.

En dehors de la fondation, la tour de prise a une hauteur de 60 mètres. La tour de prise comporte dans sa partie basse l'entonnement de la vidange de fond, de la cote 593,95 NGA à la cote 602,00 NGA. Au dessus de cette cote, le fût de la tour de prise a la forme d'un pentagone. Les cinq faces du fût permettent de constituer les chemins de roulement de la vanne de réparation de la vidange de fond et des 4 vannes des prises d'eau.

La tour de prise est raccordée à la route d'accès en rive droite par une passerelle métallique de 72 mètres de long, s'appuyant sur une culée de rive et sur une pile centrale en béton armé.

#### **I.6.5. Chambre de vannes et bassin de dissipation**

La chambre des vannes de la vidange de fond est implantée immédiatement à l'aval du tunnel de dérivation provision. Elle permet de contrôler le pertuis de vidange au moyen de deux vannes à glissière, une de garde et une de réglage.

A l'aval de la vanne de réglage, l'écoulement suit un coursier en béton et aboutit à un bassin de dissipation à ressaut de type USBR. L'écoulement est ainsi tranquilisé et ramené au type fluvial, à faible vitesse avant restitution dans l'Oued.

La fondation du bassin de dissipation est protégée contre l'érosion par des murs parafoilles profondément ancrés et par des enrochements de protection disposés tout autour de la structure.

La conduite 1400mm présente une bifurcation à l'aval du tunnel de dérivation qui débouche sur deux branches, la première pour l'irrigation et seconde pour l'AEP.

#### **I.6.6. Voile d'étanchéité**

Les conduites géologiques et hydrogéologiques nécessitent la réalisation d'un voile d'injection. Le voile d'injection est situé sur l'axe du barrage, les berges droite et gauche et sous le déversoir. Dans les études d'APD, le voile consiste uniformément en deux rangs sur l'axe du barrage et la berge droite et en seul rang sur la berge gauche et sous le déversoir.

Le traitement de peau couvre toute la base du noyau sur une profondeur moyenne de 5m. Le traitement de peau est nécessaire à la jonction entre le noyau et la fondation, car celle-ci est une zone critique où les gradients atteignent une valeur maximale.

#### **I.7. Auscultation du barrage**

L'auscultation du barrage porte sur les mesures suivantes :

- Pressions hydrostatiques dans la digue et dans la fondation (piézomètres ouverts et cellules piézométriques) ;

- Déformations de la digue (inclinomètres et repères topographiques) ;
- Mouvements de la tour de prise (cocardes topographiques) ;
- Débit de fuite à travers le barrage (seuil de mesure) ;
- Accélérations sismiques dans le barrage et sa fondation ;

### **I.8. Conclusion**

Cette partie base sur l'ensemble des données disponibles, notamment les résultats de la campagne de reconnaissance réalisée.

Donc ce chapitre comporte principalement l'ensemble des données de base conditionnant le projet et la réalisation des travaux. Ces données concernent : la climatologie et l'hydrologie, la géologie de la cuvette et du site, les caractéristiques géotechniques de la fondation et les caractéristiques géotechniques des zones d'emprunt.

La suite du chapitre présente le projet finalement élaboré du point de vue de la conception technique des ouvrages

Pour la production de matériaux nécessaires à la construction de la digue et de ses ouvrages annexes, on propose d'exploiter les zones suivantes :

- Matériaux alluvionnaire : la carrière principale dans la cuvette, nécessaire pour la confection des recharges amont et aval ;
- Matériaux d'encrochement : zone 1 pour également réaliser les recharges, ainsi que le *Rip-Rap* de la digue, matériaux de filtres, drains, et agrégats à béton ;
- Matériaux argileux : zones 1, 2, 3 et 4 situées dans la cuvette, pour la confection du noyau imperméable au dessus de la galerie d'injection.

## 2<sup>ème</sup> partie

# ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE

# CHAPITRE I

## ETUDE HYDROLOGIQUE

## Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car, elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

### I.1. Le bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état major à l'échelle 1/50.000 :

- EL MADDAD

- BOURBAKI

#### I.1.1 Caractéristiques du bassin versant

La méthodologie utilisée est celle exposée par B .Touaibia [2004]

##### I.1.1.1. caractéristiques géomorphométrique

- Surface du bassin versant: La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :  $S=433\text{Km}^2$

- Périmètre du bassin versant: Le périmètre de notre bassin est déterminé :  $P=101\text{ Km}$ .

- Longueur du talweg principal: C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p=31\text{ Km}$$

**I.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques**

- **Indice de compacité de Gravelius "K<sub>c</sub>"**: il identifie la forme du bassin versant (allongé ou ramassé). Il est déterminé par la formule (I.01)

$$K_c = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}} \dots\dots\dots (I.01)$$

AN: **K<sub>c</sub>=1,36** ; Donc : on peut dire que le bassin « Allongé ».

- **Coefficient d'allongement**

Ce coefficient est obtenu par la relation :  $Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.02)$

$$Ca=2,21$$

- **Rectangle équivalent**

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.

La longueur est donnée par la formule :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.03)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.04)$$

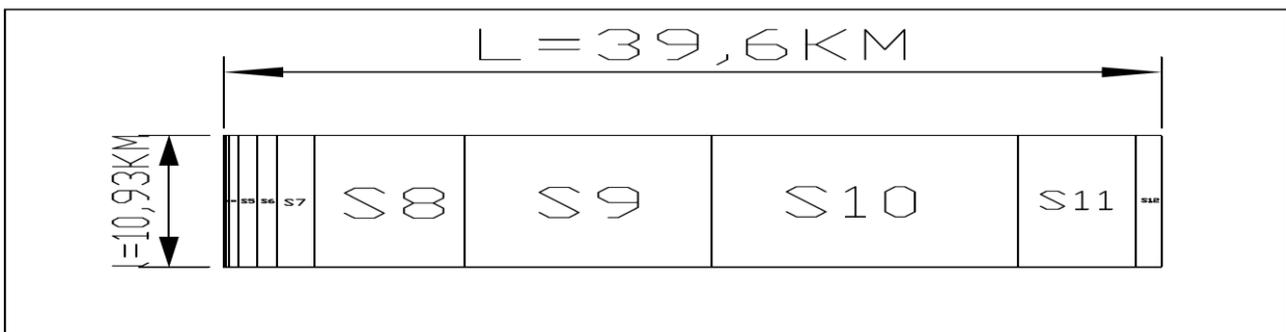
Avec : **L** : longueur du rectangle équivalent en (Km)

**l**: largeur du rectangle équivalent en (Km)

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

**K<sub>c</sub>** : Indice de compacité de Gravelius

AN: **L=39,60 Km** **l=10,93 Km**



**Figure I. 01: Rectangle équivalent**

**I.1.2. Hypsométrie du bassin versant**

**I.1.2.1. Relief**

**A - Répartition et courbe hypsométrique**

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétries des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes côtes. Le bassin de *Koudiet Rosfa* en courbes de niveau et la courbe hypsométrique est représenté sur (annexe I). Le tableau *I.01* donne la répartition des surfaces en fonction des côtes.

**Tableau I. 01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique**

Altitude (m)	Altitude ( $H_i$ ) (m)	Surfaces partielles ( $S_i$ ) ( $km^2$ )	Surfaces Partielles ( $S_i$ ) (%)	Surfaces Cumulées ( $S_i$ ) (%)	$H_i \cdot S_i$ ( $m \cdot km^2$ )
1786-1700	1743	0,31	0,072	0,072	540,33
1700-1600	1650	0,88	0,203	0,275	1452
1600-1500	1550	1,45	0,335	0,610	2247,5
1500-1400	1450	4,08	0,942	1,552	5916
1400-1300	1350	8,95	2,067	3,619	12082,5
1300-1200	1250	8,86	2,046	5,665	11075
1200-1100	1150	17,37	4,012	9,677	19975,5
1100-1000	1050	69,38	16,023	25,700	72849
1000-900	950	113,82	26,286	51,986	108129
900-800	850	141,71	32,727	84,714	120453,5
800-700	750	54,46	12,577	97,291	40845
700-600	650	11,73	2,709	100,000	7624,5
somme	-	433	100,000	-	403189,83

**B - Altitudes 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 :

$$H_{max}=1786 \text{ m NGA} \quad ; \quad H_{min} = 600 \text{ m NGA}$$

**C - Altitude moyenne du bassin versant :** L'altitude moyenne est calculée par la

formule suivante :  $H_{moy} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots(I.05)$

AN :  $H_{moy} = 931,15 \text{ m NGA}$

- Avec:  $S_i$  : Surface partielle entre deux courbes de niveau consécutives  $n-1$  et  $n$  en  $Km^2$  ;  
 $H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives  $n-1$  et  $n$  en  $m$  ;  
 $S$  : Superficie du bassin versant en  $Km^2$ .

**D- Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.  $H_{méd}=907,6 \text{ m NGA}$ .

**E- Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (I.06)$$

- Avec:  $\Delta H$  : Dénivelée entre deux courbes de niveau successives;  
 $L_1, L_2, \dots, L_n$ : Longueurs des courbes de niveaux (m);  
 S: Superficie du bassin versant ( $Km^2$ ).

**Tableau I.02 :** Evaluation de la pente moyenne.

N°	cote de la courbe (m)	$\Delta H$ (m)	longueur (km)
1	1700	100	7,587
2	1600		10,640
3	1500		26,010
4	1400		40,480
5	1300		45,770
6	1200		99,590
7	1100		338,200
8	1000		424,500
9	900		548,800
10	800		484,200
11	700		111,400
			207,768

A.N: la pente moyenne du bassin est :

$$I_m = 0,048.100\% = 4,8\%$$

**F- Indice de pente**

➤ **Indice de pente globale  $I_g$  :** (P. Dubreuil, 1974)

L'indice de pente global sera :  $I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (I.7)$

- Avec :  $L$  : la longueur du rectangle équivalent (km)  
 $D$  = Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  tel que :  $D = H_{5\%} - H_{95\%}$   
 $H_{5\%} = 1232,5 \text{ m}$   
 $H_{95\%} = 718,2 \text{ m}$   
 $L = 39,6 \text{ Km}$   $I_g = 1,3\%$

➤ **Indice de pente de ROCHE  $I_p$  :** Il est donné par la formule suivante

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(I.08)$$

Avec: L : Longueur de rectangle équivalent (m);

A<sub>i</sub> : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H<sub>i</sub> et H<sub>i+1</sub>.

**Tableau I. 03 :** Détermination de la pente de Roche I<sub>p</sub>

Altitude (m)	D <sub>i</sub> = H <sub>i</sub> - H <sub>i-1</sub> (m)	Surfaces partielles (S <sub>i</sub> ) (km <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> =S <sub>i</sub> /S (%)	√A <sub>i</sub> * D <sub>i</sub>
1786-1700	86	0,31	0,072	2,481
1700-1600	100	0,88	0,203	4,508
1600-1500	100	1,45	0,335	5,787
1500-1400	100	4,08	0,942	9,707
1400-1300	100	8,95	2,067	14,377
1300-1200	100	8,86	2,046	14,305
1200-1100	100	17,37	4,012	20,029
1100-1000	100	69,38	16,023	40,029
1000-900	100	113,82	26,286	51,270
900-800	100	141,71	32,727	57,208
800-700	100	54,46	12,577	35,465
700-600	100	11,73	2,709	16,459
somme		433	100,000	271,624

A.N : I<sub>p</sub> =1, 36%.

➤ **Indice de pente moyenne I<sub>pm</sub>** :Il est donné par la formule suivante :

$$I_{PM} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(I.09)$$

A.N : I<sub>pm</sub>=2,99%

**G - Dénivelée spécifique :** 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 tous les bassins versant de déférant surface.

**Tableau I. 04:** Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

Relief		D <sub>s</sub> (m)
R1	Très faible	D <sub>s</sub> <10
R2	Faible	10 < D <sub>s</sub> < 25
R3	Assez faible	25 < D <sub>s</sub> < 50
R4	Modéré	50 < D <sub>s</sub> < 100
R5	Assez modéré	100 < D <sub>s</sub> < 250
R6	Fort	250 < D <sub>s</sub> < 500
R7	Assez fort	D <sub>s</sub> > 500

( V.MERRIEN-Soukatchoff,2004,p.15)

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (I.10)$$

A.N :  $D_s = 27,05 \text{ m} < 50$ .

**Conclusion:** Notre bassin versant est à faible relief.

### I.1.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

**I.1.3.1. Chevelu hydrographique :** La restitution du réseau hydrographique est faite sur les 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* et nous avons 02 types du réseau : *Subdentritic* et *Dentritic*. Dans cette classification de *SCHUM* est considéré d'ordre  $(x+1)$  tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre  $(x)$ .

**A. Pente moyenne de cours d'eau principal  $I_c$  :** Elle est donnée par la formule

$$\text{suivante : } I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (I.11)$$

Avec :  $\Delta H$  : dénivelée entre deux points suffisamment distants ( $m$ );

$\Delta L$  : distance entre ces deux points ( $km$ ).

$$A.N : I_c = 0,76\%$$

**B. Densité de drainage :** Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface «  $S$  », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, elle est exprimée en  $Km/Km^2$ .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (I.12)$$

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

$S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ );

$$\sum_{i=1}^n L_i = 350,25 \text{ Km.}$$

AN:  $D_d = 0,81 \text{ Km/Km}^2$

**C. Densité hydrographique :** La densité hydrographique représente le nombre de canaux

d'écoulement par unité de surface.  $F = \frac{\sum N_i}{S} \dots\dots\dots (I.13)$

Avec :  $N_i$  : Nombre de cours d'eau,  $N_i = 88$  ;

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

$$AN : F = 0,20 \text{ thalweg/Km}^2$$

**D. Temps de concentration :** Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.14)$$

- Avec:  $L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principal (Km);
- $S$  : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>);
- $H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA);
- $H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN :  $t_c = 8,91$  heure

**E. Vitesse de ruissellement :** Cette vitesse est donnée par la formule :  $V_R = \frac{L}{t_c} \dots\dots\dots (I.15)$

Avec:  $L$  : Longueur de talweg principal en (Km).

A.N :  $V_r = \frac{31}{8,91} = 3,48 \text{ Km/h.}$

**F. Coefficient de torrentialité :** Il est défini comme étant :  $C_t = D_d.F_1 \dots\dots\dots (I.16)$

A.N :  $C_t = 0,162$

**G. La longueur moyenne des versants :**  $L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (I.17)$

- Avec :  $D_d$  : densité de drainage en Km/Km<sup>2</sup>
- $L$  : longueur de rectangle équivalent en Km

A.N :  $L_i = 24,44$  Km.

**I.1.4. Profil en long de l'Oued**

Le profil en long du talweg principal présente une pente assez marquée et homogène (de l'ordre 2 à 3 %). Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'au l'exutoire.

**Tableau I.5 :** Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

N°	Courbe de niveau	Distance	Distance cumulée
	(m)	(Km)	(Km)
1	1500-1400	0,97	0,97
2	1400-1300	1,92	2,89
3	1300-1200	2,7	5,59
4	1200-1100	0,81	6,4
5	1100-1000	3,16	9,56
6	1000-900	0,58	10,14
7	900-800	6,5	16,64
8	800-700	13,13	29,77
9	700-600	1,23	31

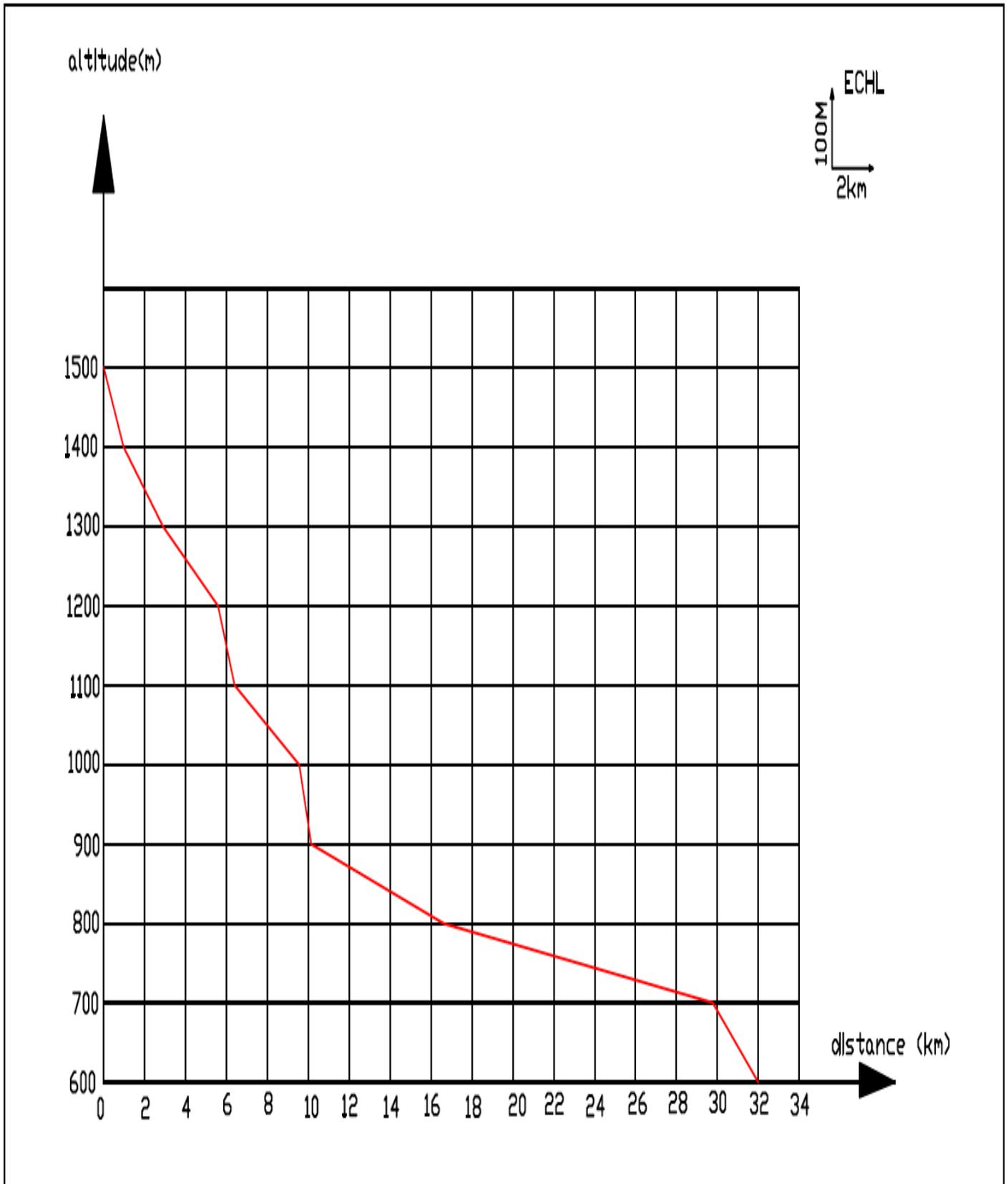


Figure I. 02 : Profil en long du cours d'eau principal.

**Tableau I. 06 :** Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant de *Koudiet Rosfa*.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		$S$	$km^2$	433
Périmètre		$P$	$km$	101
Longueur du thalweg principal		$L$	$km$	31
Pente du thalweg principal		$I_c$	%	0,76
Indice de compacité		$K_C$	-	1,36
Rectangle équivalent	longueur	$L_r$	$km$	39,60
	largeur	$l_r$	$Km$	10,93
Altitudes	maximale	$H_{max}$	$m$ NGA	1786
	moyenne	$H_{moy}$	$m$ NGA	931,15
	médiane	$H_{med}$	$m$ NGA	907,6
	minimale	$H_{min}$	$m$ NGA	600
Pente moyenne de B.V		$I_m$	%	4,8
Indice de pente globale		$I_g$	%	1,3
Indice de pente de Roche		$I_p$	%	1,36
Densité de drainage		$D_d$	$Km/Km^2$	0,81
Densité hydrographique		$F$	$Km^{-2}$	0,20
Temps de concentration		$t_c$	$h$	8,91
Vitesse de transfert		$V_r$	$Km/h$	3,48

## I.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques avoisinantes.

### I.2.1. Température

Les répartitions mensuelles des températures enregistrées de 1985 à 2008 au site du barrage se présentent au tableau (I.07) :

**Tableau I.07 :** Répartition mensuelle de la température.

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Feb	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
$T_{max} C^{\circ}$	32,3	27,5	20,1	16,7	16,1	17,8	21,2	23,5	28	35	37,5	37,5	26,2
$T_{min} C^{\circ}$	19,2	15,5	10,2	7,6	6,5	6,5	8,5	9,8	14,1	19,2	21,7	22,4	13,6
$T_{moy} C^{\circ}$	25,8	21,5	15,2	12,1	11,3	12,2	14,9	16,7	21,1	27,1	29,6	30	19,9

Source : ONM 2008.

Comme le montre le tableau (I.07) la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de  $19,9 c^{\circ}$ .

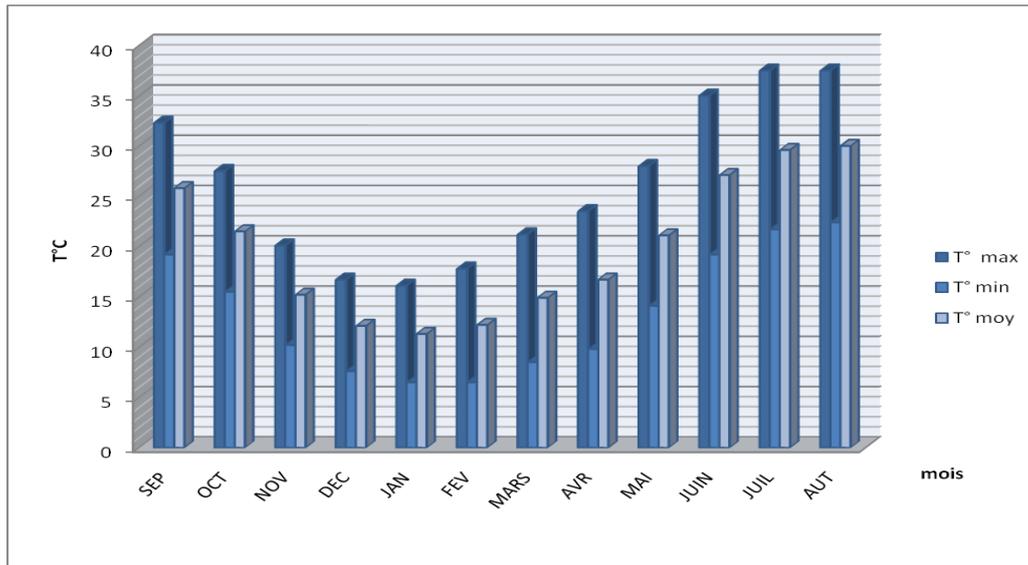


Figure I.03 : Températures mensuelles moyennes

I.2.2. Evaporation

L'évaporation moyenne annuelle au site de *Koudiet Rosfa* est estimée à 1832,4 mm, sur la base de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH.

Le Tableau I.08 et la Figure I.07 présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation enregistrées de 1985 à 2008 sur le plan d'eau du réservoir de *Koudiet Rosfa*.

Tableau I.08: Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle :

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
$E_v(mm)$	189,9	140,7	79,8	56,5	56,7	64,2	95,3	132,4	175	262,8	300,5	278,6	1832,4
$E_v(\%)$	10,36	7,68	4,35	3,08	3,09	3,50	5,20	7,23	9,55	14,34	16,40	15,20	100,00

Source : ONM 2008.

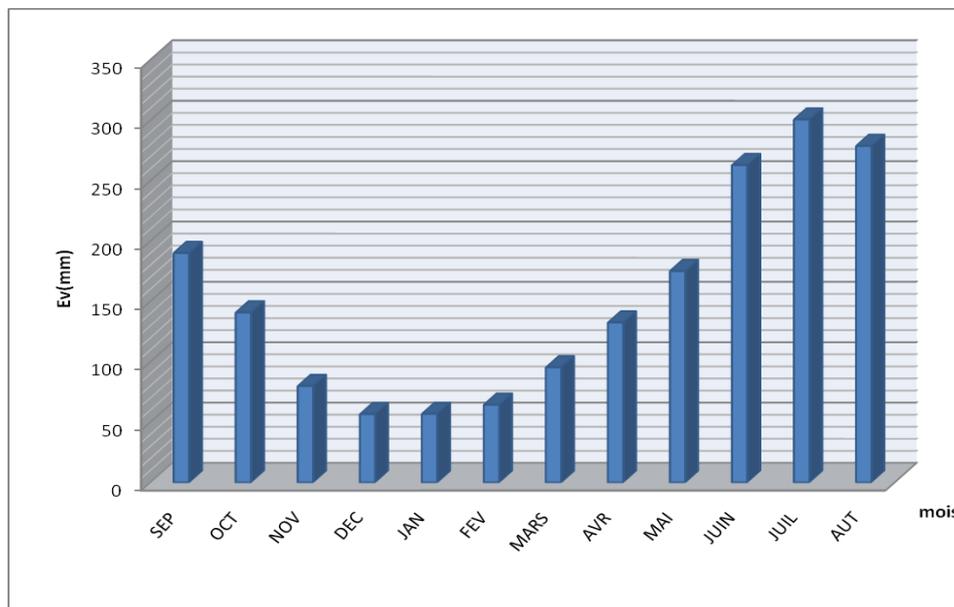


Figure I.04 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle

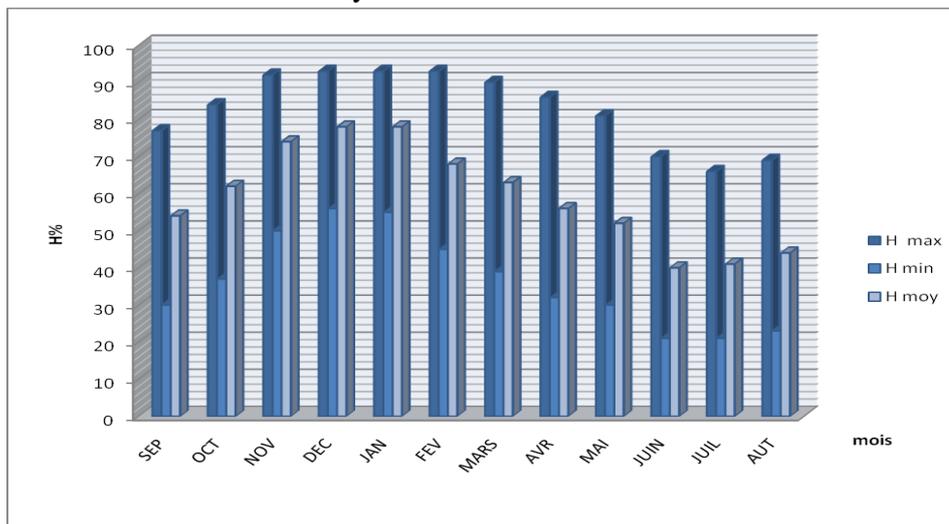
**I.2.3. Humidité relative:** La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau (I .09)

**Tableau I. 09 :** Répartition mensuelle de l'humidité relative

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
$H_{max}\%$	77	84	92	93	93	93	90	86	81	70	66	69	83
$H_{min}\%$	30	37	50	56	55	45	39	32	30	21	21	23	37
$H_{moy}\%$	54	62	74	78	78	68	63	56	52	40	41	44	59

Source : ONM 2008.

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 59%.



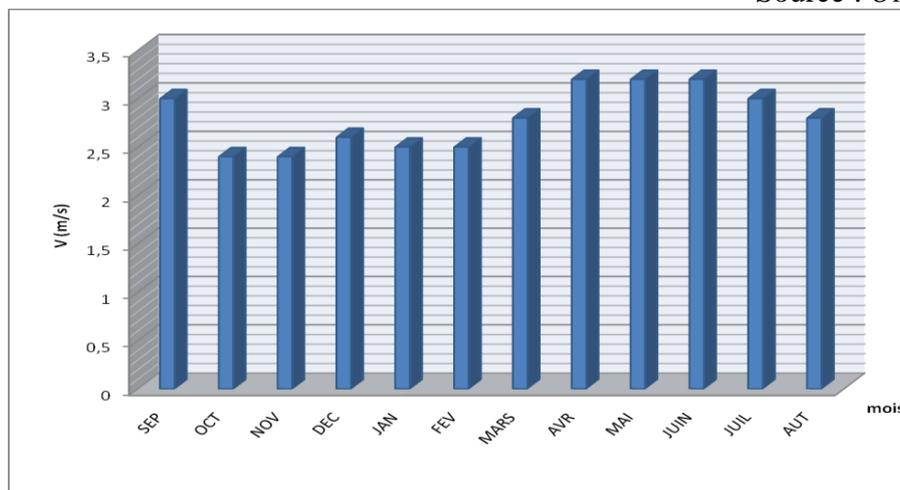
**Figure I. 05 :** Humidité relative

**I.2.4. Régime des vents:** Les vents dominants sont du secteur nord (*de NE à NO*). D’après le tableau la vitesse moyenne du vent est de (2,8 m/s). Elle présente un maximum de (3,2 m/s), et un minimum de (2,4 m/s).

**Tableau I. 10 :** Répartition des vitesses de vent.

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
$V(m/s)$	3	2,4	2,4	2,6	2,5	2,5	2,8	3,2	3,2	3,2	3	2,8	2,8

Source : ONM 2008.



**Figure I. 06 :** Répartition interannuelle des vitesses de vent

**I.2.5.Pluviométrie:** La pluviométrie qui prévaut au bassin versant de *Koudiet Rosfa* est établie en utilisant l’information disponible de la région à étudier.

**Stations et données disponibles**

Nous disposons de données d’observation directes disponibles au niveau du bassin versant de *Koudiet Rosfa*( annexI) .Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau (I.11) :

**Tableau I. 11 :** Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d’étude.

station	Code de la station	Altitude	Pluie en mm	Années de fonctionnement
<i>Theniet El-had</i>	011605	1150	550,75	41
<i>Fodda barrage</i>	012108	430	338,18	39
<i>Tissemsilt</i>	012304	550	308,55	33

**Tableau I. 12 :** Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Période d’observation	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z(m)		
<i>Theniet El-had</i>	011605	ANRH	439,8	285,65	1150	1969-2009	41

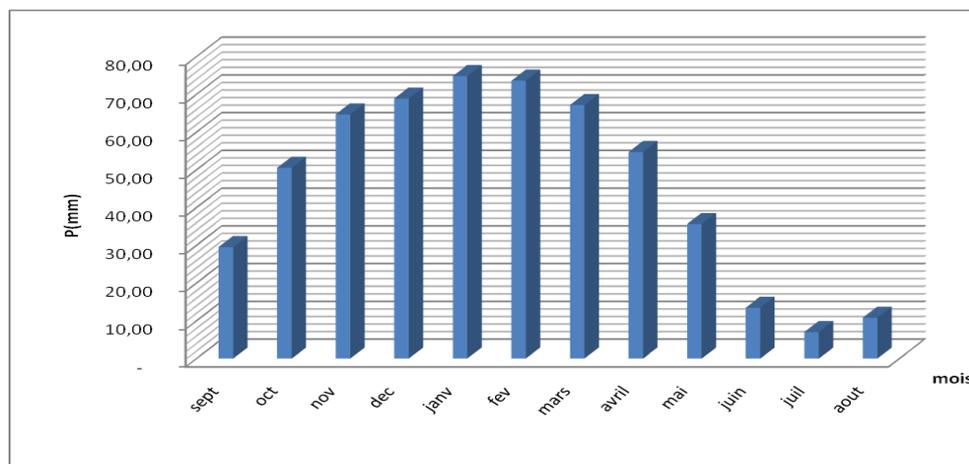
La station de *Theniet El-had* est la plus proche du site avec une période d’observation de 1969-2009 soit 41 ans. Le tableau I.13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l’année :

**Tableau I.13 :** Répartition interannuelle des précipitations annuelles

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
<i>P (mm)</i>	29,50	50,53	64,67	68,87	74,83	73,62	67,13	54,71	35,62	13,46	7,01	10,82	550,75
<i>P (%)</i>	5,36	9,17	11,74	12,50	13,59	13,37	12,19	9,93	6,47	2,44	1,27	1,96	100,00

Source : ANRH 2009.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure I.10. On note une pointe au mois de *Janvier*.



**Figure I. 7 :** Répartition interannuelle des précipitations

### I.2.6. Les précipitations maximales journalières

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

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (I.14).

**Tableau I. 14:** Caractéristiques de la série pluviométrique (41ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{maxj}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=41} X_i$	2137,6
la moyenne des $P_{maxj}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} X_i}{n}$	52,137
L'écart type « $\sigma_x$ »; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^2}{N}}$	22,372
Coefficient de variation « $C_v$ »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,43
L'exposant climatique	$b=0,31$	

L'exposant climatique pour notre région ( $b=0.31$ ) est donné par l'ARNH BLIDA.

### I.3.Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « *HYFRAN* ».

**Paramètres du logiciel**

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

**I.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

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

$$F(x_i) = e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}} \dots\dots\dots(I.18) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.81)}$$

Tel que:  $Y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

Avec :  $1/\alpha$  : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x<sub>0</sub> : paramètre de position (mode)

On peut écrire :  $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang I, 2,3.....n.
- calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots(I.19)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (41)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (- \ln (F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x<sub>0</sub> »
- représenter graphiquement les couples (x<sub>i</sub>, y<sub>i</sub>) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

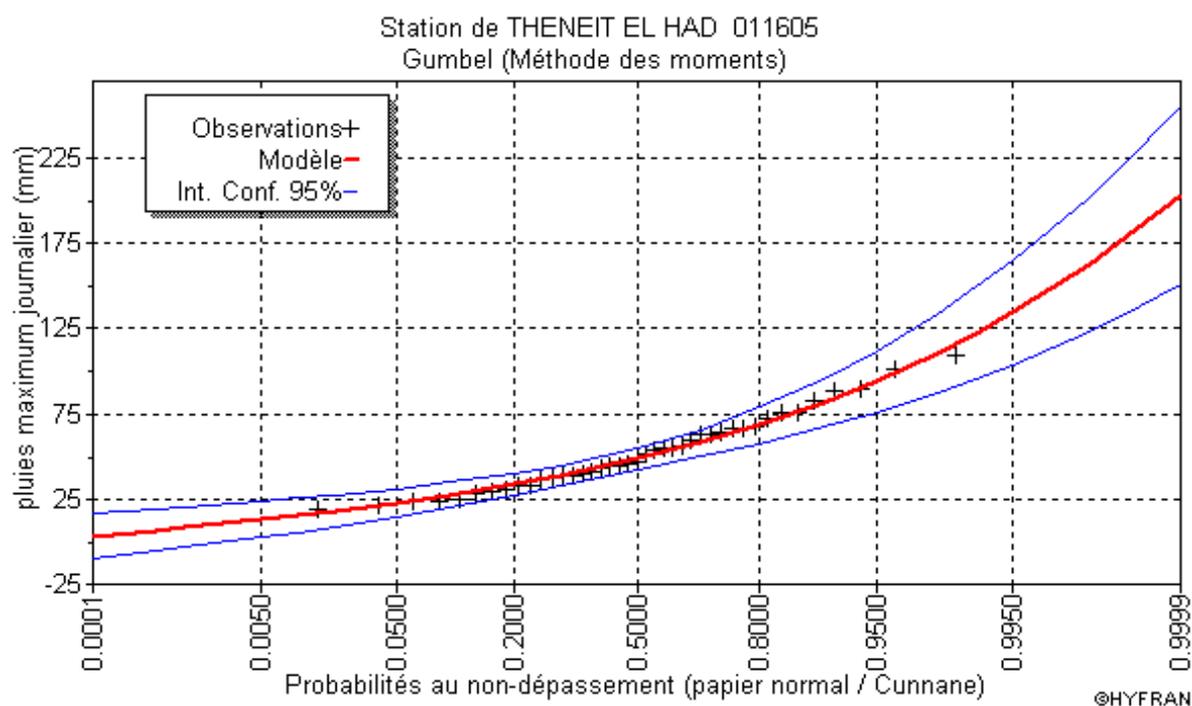
$$x = (1/\alpha) y + x_0 \dots\dots\dots(I.20)$$

Avec : (1 /α) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant : Quantiles  $q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)  $T = 1 / (1-q)$

**Tableau I.15:** Résultat de l'ajustement a la loi de *GUMBEL*.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	$X_t$	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
2.0	0.5000	48.461	3.2070	42.174 - 54.748
3.0	0.6667	57.814	4.0747	49.826 - 65.803
5.0	0.8000	68.232	5.4007	57.645 - 78.820
10.0	0.9000	81.322	7.2946	67.022 - 95.622
20.0	0.9500	93.878	9.2148	75.814 - 111.94
50.0	0.9800	110.13	11.769	87.059 - 133.20
100.0	0.9900	122.31	13.710	95.433 - 149.19
200.0	0.9950	134.44	15.658	103.75 - 165.14
1000.0	0.9990	162.55	20.199	122.96 - 202.15



**Figure I. 8:** ajustement à la loi de *GUMBEL*

**Tableau I. 16 :** comparaison des caractéristiques de la loi de *GUMBEL* et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	19,4
Maximum	Aucun	109,6
Moyenne	52,137	52,137
Ecart-type	22,37	22,372
Médiane	48,46	47
Coefficient de variation ( $C_v$ )	0,43	0,43

**I.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)**

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de *GUMBEL*, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure (I.11). La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (I.21) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.77)}$$

D’Ou :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad \text{(Variable réduite de GAUSS)}$$

L’équation de la droite de *GALTON* est la suivante :

$$\begin{aligned} \text{Log } x (p\%) &= \text{Log } x + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%) \\ \text{Log } x &= \frac{\sum_{i=1}^{38} \text{Log } x_i}{N} \dots\dots\dots (I.22) \end{aligned}$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.17). Quantiles  $q = F(X)$  (probabilité au non dépassement)  $T = 1/(1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

**Tableau I.17 :** résultat de l’ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	$X_t$	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
2.0	0.5000	47.554	3.2827	41.119 - 53.990
3.0	0.6667	57.516	4.1546	49.372 - 65.661
5.0	0.8000	68.980	5.5590	58.082 - 79.877
10.0	0.9000	83.799	7.8510	68.408 - 99.190
20.0	0.9500	98.404	10.496	77.829 - 118.98
50.0	0.9800	117.90	14.474	89.528 - 146.28
100.0	0.9900	133.00	17.838	98.032 - 167.97
200.0	0.9950	148.50	21.507	106.34 - 190.67
1000.0	0.9990	186.41	31.243	125.16 - 247.66

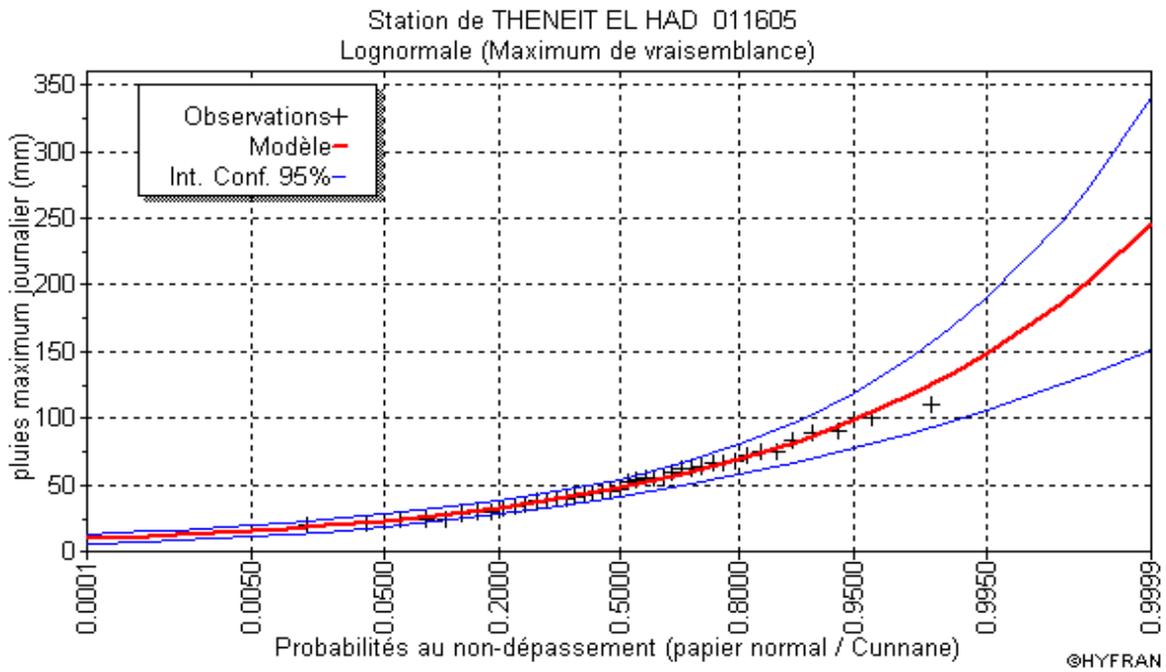


Figure I.9 : ajustement à la loi de log-normale (Galton)

Tableau I.18: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	19,4
Maximum	Aucun	109,6
Moyenne	52,434	52,137
Ecart-type	24,36	22,372
Médiane	47,55	47
Coefficient de variation (C <sub>v</sub> )	0,46	0,43

**Conclusion**

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Galton.

**I.4. Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités**

❖ pluie de courtes durées

$$P_{max t, p(\%)} = P_{max j, p(\%)} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I.23) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.134)}$$

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0,31)

❖ intensités :

$$I_{max t, p(\%)} = \frac{P_{max j, p(\%)}}{24} \left( \frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (I.24)$$

Les résultats de calculs de la pluie et de leurs intensités sont donnés par le tableau I.04 et la figure I.07, figure I.08 respectivement en Annexe II

**I.5. Etudes des apports**

**I.5.1. Analogie avec la station de Fodda barrage (012108) :** Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée à la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique voisine (Fodda barrage).

**Tableau I. 19:** La Station pluviométrique *fodda barrage*.

Station	code	Source	Période d'observation	N (ans)	Localisation
Fodda barrage	012108	ANRH	1964-2009	45	Bassin versant oued fodda

**Station Hydrométrique :** La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe I. L'apport moyenne annuelle de la station est de: 82,95 Mm<sup>3</sup>.

**Tableau I. 20:** Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	TOTAL
A (mm <sup>3</sup> )	1,52	4,19	3,98	9,45	14,78	15,36	12,94	10,82	5,77	2,03	1,10	1,04	82,95
A(%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,05	6,96	2,45	1,32	1,25	100,00

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \left( \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{st}} \right) \dots\dots\dots (I.25)$$

Avec :  $A_{site}$ : Apport moyen annuel estimé du site ;

$A_{st}$ : Apport moyenne annuelle de la station (012108) ;

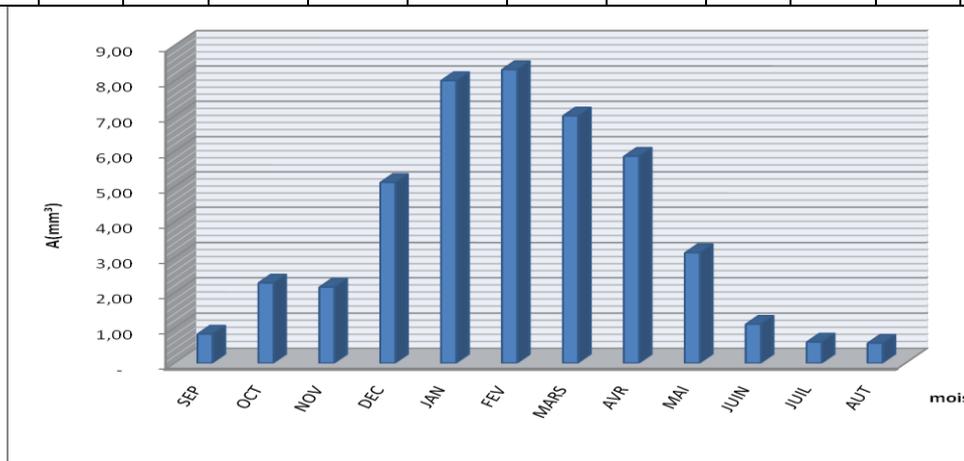
$S_{bv}^{site}$  : Surface du bassin versant du site est de 433 Km<sup>2</sup> ;

$S_{bv}^{st}$  : Surface du bassin versant où se trouve la station (012108) est de 800Km<sup>2</sup>.

$$A_{site} = 44,9 \text{ Mm}^3$$

**Tableau I. 21:** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	TOTAL
A (mm <sup>3</sup> )	0,82	2,27	2,15	5,11	8,00	8,31	7,00	5,86	3,12	1,10	0,59	0,56	44,90
A(%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,04	6,96	2,45	1,32	1,25	100,00



**Figure I. 10 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

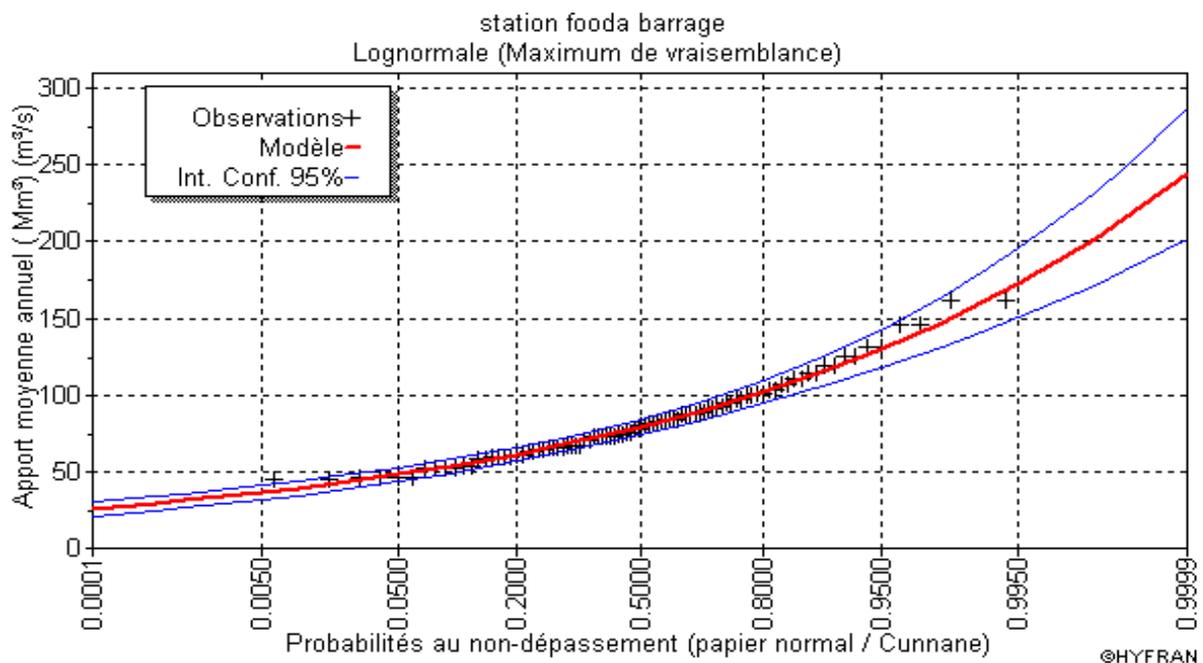
**I.5.2. Les apports fréquentiels**

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports.

**I.5.2.1. Ajustement de la série des apports à la loi log-normale**

**Tableau I. 22 :** Résultat de l'ajustement à la loi log-normale :

<i>Période de retour (T)</i>	<i>Probabilité (q)</i>	<i>X<sub>T</sub></i>	<i>Ecart-type</i>	<i>Intervalle de Confiance (95%)</i>
3.0	0.6667	90.244	2.9806	84.400 - 96.087
5.0	0.8000	102.21	3.7619	94.839 - 109.59
10.0	0.9000	116.80	4.9909	107.01 - 126.58
20.0	0.9500	130.39	6.3377	117.97 - 142.82
50.0	0.9800	147.59	8.2511	131.42 - 163.77
100.0	0.9900	160.30	9.7867	141.11 - 179.48
200.0	0.9950	172.88	11.395	150.54 - 195.22
1000.0	0.9990	202.03	15.404	171.83 - 232.23



**Figure I. 11 :** Représentation graphique de la loi log-normale.

**Tableau I.23 :** Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

<i>Paramètres</i>	<i>Caractéristiques de la loi</i>	<i>Caractéristiques de l'échantillon</i>
<i>Minimum</i>	0.0000	45.385
<i>Maximum</i>	Aucun	161.72
<i>Moyenne</i>	82.934	82.954
<i>Ecart-type</i>	25.712	26.156
<i>Médiane</i>	79.215	79.420
<i>Coefficient de variation (Cv)</i>	0.31003	0.31530

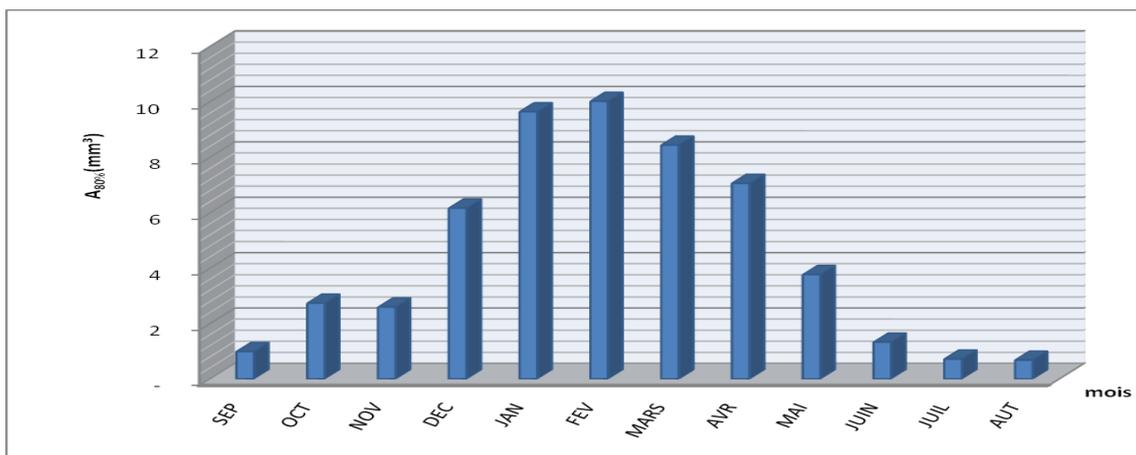
**I.5.2.2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%**

$$A_{80\%}^{site} = A_{80\%}^{st} \left( \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{st}} \right) \dots\dots\dots (I.26)$$

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\%}^{st} = 54,13 \text{ Mm}^3$ .

**Tableau I. 24:** Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	TOTAL
A80%(%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,05	6,96	2,45	1,32	1,25	100,00
A80% (mm <sup>3</sup> )	0,99	2,73	2,59	6,17	9,64	10,02	8,44	7,06	3,77	1,33	0,72	0,68	54,13



**Figure I. 12 :** Répartition interannuelle des apports 80%

**I.5.3. Apport solide et l'estimation du volume mort**

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- ✓ En suspension.
- ✓ Par charriage.

**I.5.3.1. Apport solide en suspension**

**A - Formule de Fournier**

$$T_a = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_{an}} \right)^{2,65} \left( \frac{n^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (I.27) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.158)}$$

Avec :  $T_a$ : Taux d'abrasion en  $(t/Km^2 /an)$

$P_m$  : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux  $(mm)$

$P_{an}$ : Pluie moyenne annuelle  $(mm)$

$h$  : Dénivelé moyen  $(m)$ ,  $h= 45\% (H_{max} - H_{min}) (m)$ ;

$S$ : Superficie du bassin  $(km^2)$

AN:  $h= 533,7 m$

D'où :  $T_a = 556,5 t/Km^2/an$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1.6 T/m^3$ . Le volume annuel est exprimé comme suit:  $V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 150602,81m^3 / an$

**B - Formule de Tixeront (1960)**

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de *Nord Algérien* pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = 92 \cdot L_e^{0,21} \dots\dots\dots (I.28) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.158)}$$

AN:  $T_a = 3725,2 T/km^2/an$

Où:  $T_a$  : Taux d'abrasion,  $T/km^2/an$ .

$L_e$  : Lamé d'eau écoulée en  $mm$

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments  $\gamma_s = 1,6T / m^3$ .

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 1008132,25m^3 / an$$

**Tableau I.25** : récapitulatif de Volume annuel moyen.

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	556,5 t/Km <sup>2</sup> /an	150602,81
Tixeront (1960)	3725,2 T/km <sup>2</sup> /an	1008132,25

Les valeurs finalement adopté sont celle obtenue par la formule Tixeront. Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période. La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans.

1. Pour 15 ans :  $V_{mort} = n \cdot V_s = 15 \cdot 1008132,25 = 15121983,75m^3$  ; Alors :  $V_{mort} = 15,12Mm^3$ .
2. Pour 30 ans :  $V_{mort} = n \cdot V_s = 30 \cdot 1008132,25 = 30243967,5m^3$  ; Alors :  $V_{mort} = 30,24 Mm^3$ .
3. Pour 50 ans :  $V_{mort} = n \cdot V_s = 50 \cdot 1008132,25 = 50406612,5m^3$  ; Alors :  $V_{mort} = 50,41Mm^3$ .

### I.5.3.2. Le transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (15 %) du transport solide en suspension, donc le transport solide par charriage 15% du transport solide en suspension

Donc : Le transport solide par charriage =  $7,56 \text{ Mm}^3$ . Le volume mort total est estimé alors  $V_{mort} = 50,41 + 7,56 = 57,97 \text{ Mm}^3$

Doc : le volume mort estimé à 50 ans est de  $58 \text{ Mm}^3$ .

### I.6. 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 (*débit de pointe*).
- Le volume.
- La durée.

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 maximal est représentée dans l'Annexe I.

#### Formules empiriques pour la détermination de la crue

##### A) Formule de MALLET - GAUTHIER

$$\text{On a: } Q_{max,p\%} = 2 \cdot k \cdot \log(1 + A \cdot P_{moy}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{(1 + 4 \log T - \log S)} \dots\dots\dots (I.29)$$

(B .Touaibia, 2004, p.158)

Avec :  $Q_{max,p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle ( $m$ ).

$S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$L$  : Longueur du talweg principal ( $\text{Km}$ ).

$K$  : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 ( $K = 2$ ).

$A$  : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 ( $A = 20$ ).

$T$  : période de retour ( $an$ ).

$$Q_{max,p\%} = 2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,55) \cdot \frac{433}{\sqrt{31}} \cdot \sqrt{(1 + 4 \log T - \log 433)} = 335,71 \sqrt{(4 \log T - 1,64)}$$

Le Tableau I. 27 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

**Tableau I.26:** Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)	360,93	515,73	633,78	762,28	846,63	1080,55

**B) Formule de SOKOLOVSKY**

On a :  $Q_{max,p\%} = 0,28 \frac{(P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}$  ..... (I.30) (B .Touaibia, 2004, p.136)

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

$T_c$  : temps de concentration (h).

$P_{ct}$  : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

$H_0$  : Perte initiale ( $H_0 = 7mm$ ).

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

**Tableau I.27 :** valeur de  $\alpha$  en fonction de la fréquence.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$\alpha$	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65

F : Coefficient de forme de la crue  $\left( F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right)$

**Tableau I.28:** Valeur de  $\gamma$  en fonction de bassin versant.

Condition	$\gamma$
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km <sup>2</sup>	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend :  $\gamma = 3$  D'où :  $F = 0,92$  donc :  $0,28 \frac{(P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 0,92 \cdot 433}{8,91} = 12,52 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau I.29.

**Tableau I.29 :** récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	5%	2%	1%	0,1%
$P_{ct}$ (mm)	50,19	59,81	69,05	81,00	89,96	119,56
$\alpha p$ %	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65
$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)	324,41	403,28	481,60	583,62	664,67	915,91

**C) Formule de POSSENTI**

On a:

$Q_{P\%} = \frac{\mu \cdot P_{max P\%} \cdot S}{L}$  ..... (I.31).

Avec :  $P_{max p\%}$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).

$\mu$  : Coefficient compris entre 700 et 800 ( $\mu = 700$ ).

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

A.N : 
$$Q_{P\%} = \frac{700 \cdot P_{\max P\%} \cdot 433}{31} = 9777,42 P_{\max P\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau I. 30.

**Tableau I.30 :** récapitulatif des résultats de la formule *Possenti*.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
$P_{\max j\%}$	68,98	83,799	98,404	117,9	133	148,5
$Q_{\max} (m^3/s)$	674,45	819,34	962,14	1 152,76	1 300,40	1 451,95

**D) Formule de TERRAZA**

On a :

$$Q_{\max, P\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3,6} \dots\dots\dots (I.32) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.158)}$$

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

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

$I_{ct}$  : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

**Tableau I.31 :** récapitulatif des résultats de la formule *Terraza*.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
C	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,8
$I_{ct}(mm /h)$	5,63	6,71	7,75	9,09	10,1	13,42
$Q_{\max} (m^3/s)$	338,58	443,89	559,29	710,66	850,36	1 291,30

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau I.33.

**Tableau I.32 :** récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	$Q_{20\%}$	$Q_{10\%}$	$Q_{5\%}$	$Q_{2\%}$	$Q_{1\%}$	$Q_{0.1\%}$
	(m <sup>3</sup> /s)					
<i>Mallet - Gauthier</i>	360,93	515,73	633,78	762,28	846,63	1 080,55
<i>Sokolovsky</i>	324,41	403,28	481,60	583,62	664,67	915,91
<i>Possenti</i>	674,45	819,34	962,14	1 152,76	1 300,40	1 451,95
<i>Terraza</i>	338,58	443,89	559,29	710,66	850,36	1 291,30
<i>Moyenne</i>	425	546	659	802	916	1 185

**I.6.1. Hydrogramme de crue**

La détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de *Sokolovsky* qui considère que l’Hydrogramme présente deux branches de courbe , l’une pour la montée et l’autre pour la d écrue. Chacune d’elle a sa propre équation.

➤ **Pour le temps de la montée:**  $Q_m = Q_{\max} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (I.33) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.135)}$

➤ **Pour la décrue:**  $Q_d = Q_{\max} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (I.34) \text{ (B .Touaibia, 2004, p.135)}$

Avec :  $Q_m$  : Débit instantané de la montée ( $m^3/s$ ) ;  
 $Q_d$  : Débit instantané de la décrue ( $m^3/s$ ) ;  
 $t_m$  : Temps de la montée de la crue en heures ;  
 $t_d$  : Temps de la décrue en heures ;  
 $Q_{max}$  : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en ( $m^3/s$ ) ;  
 $x, y$  : Puissance des courbes ;  
 $x = 2$  pour la montée de la crue.  
 $y = 3$  pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- $t_m = t_c$  (pour les petits bassins versants), avec  $t_c$  est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $t_d = \delta \cdot t_m$  ;

D'Où :  $\delta$  : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue ( $\delta = 4$  ; voir le Tableau I.34)  
;  $t_d = 4 \cdot 8,91 = 35,64$  heures ;

**Tableau I.33:** Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue  $\delta$ .

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 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	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

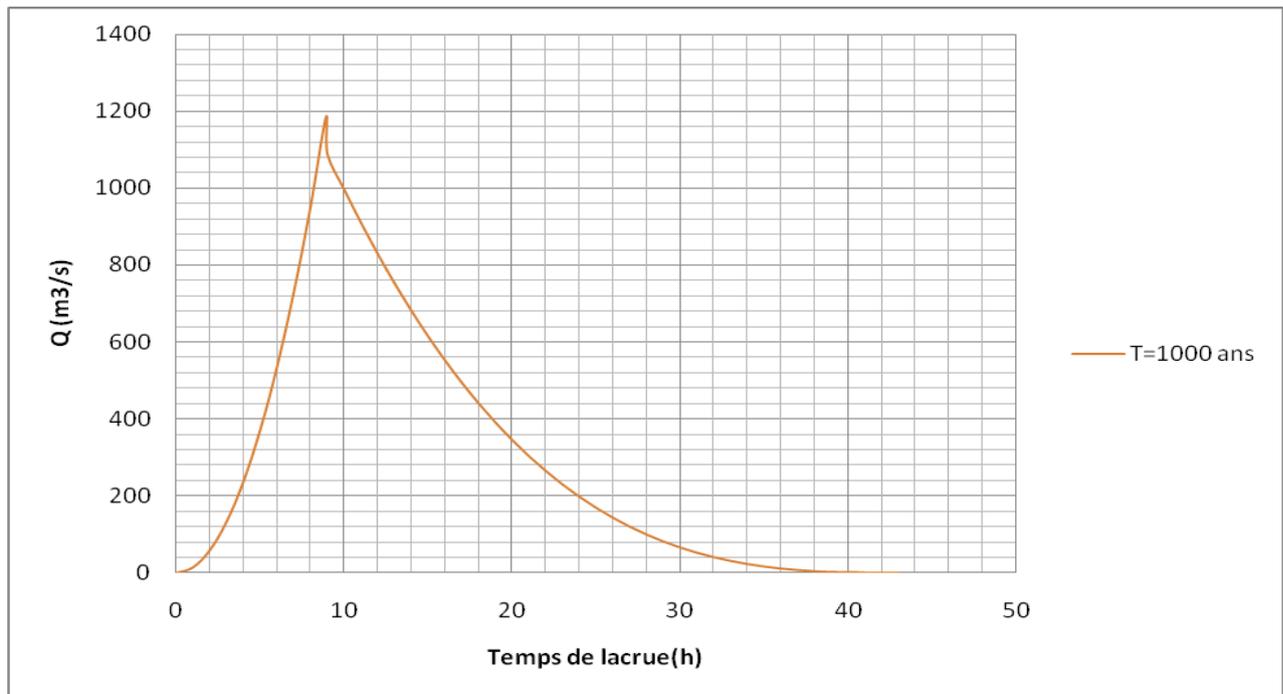
Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau I.01 et la Figure (I.07) en annexe I.

### I.6.2.Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une fréquence considéré sans dommage ; ceci est choisi en fonction de la taille, l'importance de l'ouvrage à réaliser et en fonction de l'aspect économique de la construction et surtout les risque des crues à l'aval.

Tenant compte de la recommandation du comité Australien des grands barrages ; on opte une crue de projet qui correspondante à la période de retour de 1000ans, c'est-à-dire

$$Q_{0,1\%} = 1185 \text{ (} m^3/s \text{)}.$$



**Figure I. 13 :** L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000ans.

### I.6.3.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 pluies intenses.

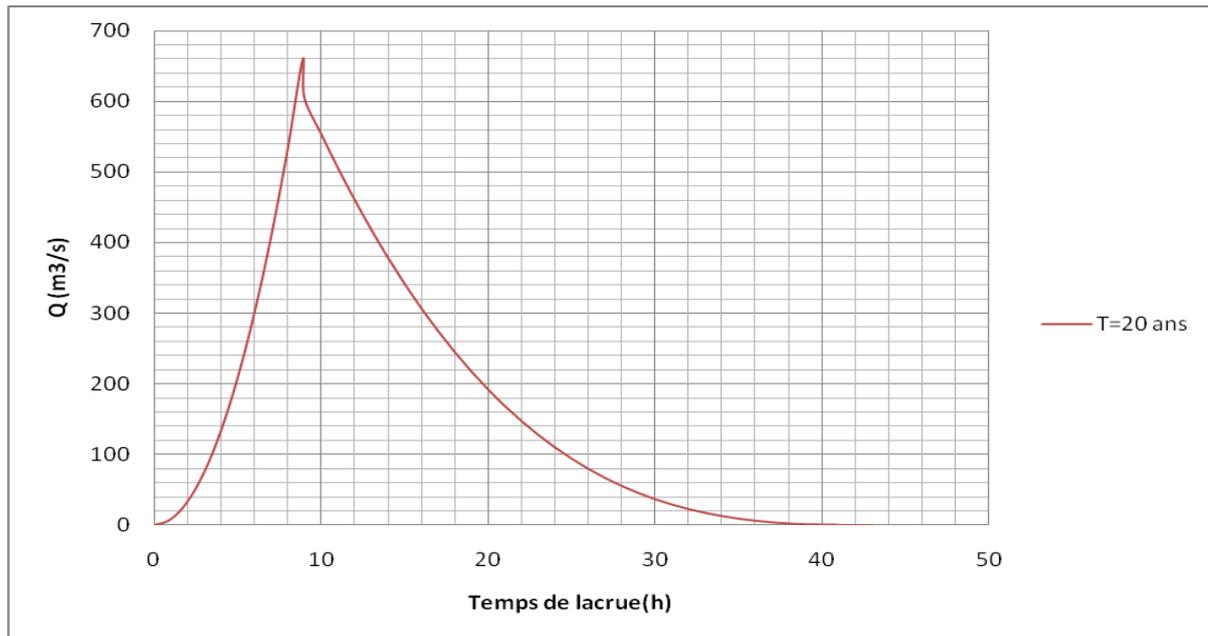
Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

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 attribue 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 cinquantenales 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 50 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).



**Figure I. 14:** Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.  $Q_{2\%}=659m^3/s$

**I.7.Régularisation**

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued Fodda a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

**I.7.1.Répartition mensuel de l'apport 80%**

**Tableau I. 34 :** La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Feb	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut
A80%(%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,05	6,96	2,45	1,32	1,25
A80% (mm <sup>3</sup> )	0,99	2,73	2,59	6,17	9,64	10,02	8,44	7,06	3,77	1,33	0,72	0,68

**I.7.2. Répartition mensuel des besoins**

**Tableau I. 35 :** Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Feb	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aut	TOTAL
Besoin(Mm <sup>3</sup> )	2,04	1,36	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	1,52	1,24	4,45	4,69	4,75	21,2
Besoin(%)	9,62	6,42	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	7,17	5,85	20,99	22,12	22,41	100

**I.7.3.Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»**

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (I.35)$$

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

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

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

$\Delta V$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en  $Mm^3$ .

Le tableau I.38 donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

**Tableau I. 36 : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface**

Côte (m.NGA)	S (Km <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (Km <sup>2</sup> )	ΔH(m)	V <sub>part</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>cum</sub> (Mm <sup>3</sup> )
590	0,00	0,05	5	0,25	0
595	0,10				0,25
600	0,22	0,16	5	1,06	1,31
		0,35	5	3	4,31
605	0,48	0,69	5	6,68	10,99
610	0,89	1,02	5	12,5	23,49
615	1,15	1,35	5	18,94	42,43
		1,76	5	30	72,43
620	1,55	2,18	5	38,68	111,11
625	1,97	2,64	5	53	164,11
630	2,39	3,12	5	67,46	231,57
		3,51	2	73	304,57
635	2,88	3,82	3	85,84	390,41
640	3,36	4,32	5	107,44	497,85
642	3,65				
645	3,99				
650	4,64				

La courbe capacité hauteurs est représentée dans *l'annexe I*

**I.7.4.Calcul du volume utile**

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport-demande de l'année, c'est-à-dire lorsque l'apport annuel est supérieur à la demande, on optera une régularisation saisonnière

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

D’après la régularisation nous avons :

**Volume mort:** le volume mort est déterminé pour une durée de 50 ans par:

$$V_m = 50 V_s \dots\dots\dots (I.36)$$

Avec :  $V_s$ : l’envasement annuel en  $m^3/an$

A.N :  $V_m = 58 Mm^3$

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (I.40) :

**Tableau I. 37:** Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en ( $Mm^3$ ).

Mois	$A_{80\%}$	$U_{20\%}$	$A_{80\%} - U_{80\%}$	1 <sup>ere</sup> consigne			2 <sup>eme</sup> consigne		
	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	$V_{rf}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$	$V_{rf}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$
Oct	2,73	1,36	1,37	59,37	58			58	
Nov	2,59	0,23	2,36		59,37		56,63	58	1,37
Dec	6,16	0,23	5,93	61,73	61,73		55,64	58	2,36
Jan	9,65	0,23	9,42	67,66	67,66		52,07	58	5,93
Fev	10,02	0,23	9,79	77,08	70,22	6,86	48,58	58	9,42
Mar	8,44	0,23	8,21	80,01	70,22	9,79	48,21	58	9,79
Avr	7,06	1,52	5,54	78,43	70,22	8,21	53,94	58	4,06
Mai	3,77	1,24	2,53	75,76	70,22	5,54	62,15	62,15	
Juin	1,33	4,45	-3,12	72,75	70,22	2,53	67,69	67,69	
Juil	0,71	4,69	-3,98	67,1	67,1		70,22	70,22	
Aut	0,68	4,75	-4,07	63,12	63,12		67,1	67,1	
Sep	0,99	2,04	-1,05	59,05	59,05		63,12	63,12	
Total	54,13	21,2	32,93	58	58		59,05	59,05	
						32,93	58		32,93

Du tableau (I.40) on à:  $V_s = 45,15 Mm^3$

$$V_d = 12,22 Mm^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps ;  $V_s > V_d$  d’ou :  $V_u = V_d$

Alors :  $V_u = 12,22 Mm^3$ .

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$ .

A.N :  $V_{NNR} = 70,22 Mm^3$ .

**I.7.6. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)**

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

**A. Pertes par évaporation**

On a:  $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$  .....(I.37) (B .Touaibia, 2001, p.28)

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

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

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

Cette surface est déterminée sur les courbes topographiques. On calcule  $V_{moy}$  et on cherche  $S_{moy}$  correspondant sur la courbe  $S=f(V)$

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(I.38)$$

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

**B. Pertes par infiltration**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$\left[ V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \right] \dots\dots\dots(I.39)$$

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

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau (I.41):

Tableau I.38 : Les volumes des pertes dans la retenue :

$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{ev}$	$V_{inf}$	Pertes
58,69	3,069	0,1407	0,4318083	0,59	1,02
60,55	3,1305	0,0798	0,2498139	0,61	0,86
64,70	3,2685	0,0565	0,1846703	0,65	0,83
68,94	3,4375	0,0567	0,1949063	0,69	0,88
70,22	3,5045	0,0642	0,2249889	0,70	0,93
70,22	3,5045	0,0953	0,3339789	0,70	1,04
70,22	3,5045	0,1324	0,4639958	0,70	1,17
70,22	3,5045	0,175	0,6132875	0,70	1,32
68,66	3,436	0,2628	0,9029808	0,69	1,59
65,11	3,2905	0,3005	0,9887953	0,65	1,64
61,09	3,157	0,2786	0,8795402	0,61	1,49
58,53	3,072	0,1899	0,5833728	0,59	1,17

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le tableau (I.42)

Du tableau (I.42) on à:  $V_s = 37,12 \text{ Mm}^3$

$$V_d = 18,11 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps ;  $V_s > V_d$  d'ou :  $V_u = V_d$

Alors :  $V_u = 18,11 \text{ Mm}^3$ .

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$

A.N :  $V_{NNR} = 76,11 \text{ Mm}^3$

Nous avons :  $E = (V_u' - V_u) / V_u = (18,11 - 12,22) / 12,22 = 48,2\% > 2\%$  ; Alors on refait les calculs.

**Tableau I.39:** Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en ( $Mm^3$ ).

Mois	$A_{(80\%)}$	$U_{20\%}$	Pertes	$A_{80\%}-(U_{80\%}+P)$	1 <sup>ere</sup> consigne			2 <sup>eme</sup> consigne		
	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	$V_{rf}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$	$V_{rf}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$
Oct	2,73	1,36	1,02	0,35	58,35	58			58	
Nov	2,59	0,23	0,86	1,50		58,35			57,65	58
Dec	6,16	0,23	0,83	5,10	59,86	59,86		56,50	58	1,50
Jan	9,65	0,23	0,88	8,54	64,95	64,95		52,90	58	5,10
Fev	10,02	0,23	0,93	8,86	73,49	73,49		49,46	58	8,54
Mar	8,44	0,23	1,04	7,17	82,35	76,11	6,24	54,48	58	3,52
Avr	7,06	1,52	1,17	4,37	83,28	76,11	7,17	63,35	63,35	
Mai	3,77	1,24	1,32	1,21	80,48	76,11	4,37	70,52	70,52	
Juin	1,33	4,45	1,59	- 4,71	77,32	76,11	1,21	74,89	74,89	
Juil	0,71	4,69	1,64	- 5,62	71,40	71,40		76,11	76,11	
Aut	0,68	4,75	1,49	- 5,56	65,78	65,78		71,40	71,40	
Sep	0,99	2,04	1,17	- 2,22	60,22	60,22		65,78	65,78	
Total	54,13	21,2	13,92		58,00	58,00		60,22	60,22	
							19,01	58		19,01

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau (I.43):

**Tableau I.40:** Volumes des pertes dans la retenue :

$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{ev}$	$V_{inf}$	Pertes
58,18	3,06	0,1407	0,430542	0,58	1,01
59,10	3,091	0,0798	0,2466618	0,59	0,84
62,41	3,1925	0,0565	0,1803763	0,62	0,80
69,22	3,452	0,0567	0,1957284	0,69	0,89
74,80	3,6975	0,0642	0,2373795	0,75	0,99
76,11	3,7325	0,0953	0,3557073	0,76	1,12
76,11	3,7325	0,1324	0,494183	0,76	1,26
76,11	3,7325	0,175	0,6531875	0,76	1,41
73,76	3,17	0,2628	0,833076	0,74	1,57
68,59	3,419	0,3005	1,0274095	0,69	1,71
63,00	3,212	0,2786	0,8948632	0,63	1,52
59,11	3,091	0,1899	0,5869809	0,59	1,18

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés de Tableau (I.44)

Du tableau (I.44) on à:  $V_s = 36,84 \text{ Mm}^3$

$$V_d = 18,21 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps ;  $V_s > V_d$  d'ou :  $V_u = V_d$

$$\text{Alors : } V_u = 18,21 \text{ Mm}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$

$$\text{AN : } V_{NNR} = 76,21 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :  $E = (V_u' - V_u) / V_u = (76,21 - 76,11) / 76,11 = 0,13 \% < 2\%$  ; Donc le volume utile saisonnier est de  $18,21 \text{ Mm}^3$ .

**Tableau I.41 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en ( $Mm^3$ ).**

Mois	$A_{(80\%)}$	$U_{20\%}$	Pertes	$A_{80\%}-(U_{80\%}+P)$	$1^{ere}$ consigne			$2^{eme}$ consigne		
	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	( $Mm^3$ )	$V_{rf}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$	$V_{rf}(Mm^3)$	$V_{ri}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$
Oct	2,73	1,36	1,01	0,36	58,36	58			58	
Nov	2,59	0,23	0,84	1,52		58,36		57,64	58	0,36
Dec	6,16	0,23	0,80	5,13	59,88	59,88		56,48	58	1,52
Jan	9,65	0,23	0,89	8,53	65,01	65,01		52,87	58	5,13
Fev	10,02	0,23	0,99	8,80	73,54	73,54		49,47	58	8,53
Mar	8,44	0,23	1,12	7,09	82,34	76,21	6,13	54,91	58	3,09
Avr	7,06	1,52	1,26	4,28	83,30	76,21	7,09	63,71	63,35	
Mai	3,77	1,24	1,41	1,12	80,49	76,21	4,28	70,81	70,52	
Juin	1,33	4,45	1,57	- 4,69	77,33	76,21	1,12	75,09	74,89	
Juil	0,71	4,69	1,71	- 5,69	71,52	71,52		76,21	76,11	
Aut	0,68	4,75	1,52	- 5,59	65,83	65,83		71,52	71,40	
Sep	0,99	2,04	1,18	- 2,23	60,23	60,23		65,82	65,78	
Total	54,13	21,2	14,30		58,00	58,00		60,23	60,22	
							18,63	58		18,63

**I.7.7. Régularisation interannuelle**

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l’apport. on accumule l’eau durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches. Le cycle de remplissage et de restitution peut durer plusieurs années. Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années. Il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d’une régularisation interannuelle. Ces méthodes peuvent être basées sur :

- Existence de données hydrométriques (séries longues  $n > 30$  ;
- Non existence de données ou existence de séries courtes.

Mais dans notre cas la consommation ne dépasse pas l’apport alors

Le volume au niveau normal de la retenue est:  $V_{NNR} = V_m + V_u$  ; Implique que :

$$V_{NNR} = 58 + 18,21 = 76,21Mm^3.$$

$$\text{Alors : } V_{NNR} = 76,21Mm^3.$$

A partir de la courbe *Capacité – Hauteur* on tire le niveau normal du barrage : Niveau Normal de la Retenue est égal **642 m.NGA**.

### I.8.Laminage des crues

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (I.40)$$

Ou:  $Q$ : le débit entrant de la crue.

$q$ : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

$S$ : la surface du plant d'eau de la cuvette.

Le débit cumulée à l'instant 't'est:

$$Q = q + S. (dh / dt) \dots \dots \dots (I.41)$$

D'Ou:  $dh/dt$ : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de *Kotcherine* et celle de *Hildenblate* qui sont des méthodes *grapho-analytique*. Les résultats sont les suivants :

#### I.8.1.La méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1- l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- 2- les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau *NNR*;
- 4- les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2.g.H^2}^3 \dots \dots \dots (I.42)$$

Avec :  $m$ : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir  $m=0.49$ .

$b$ : largeur du déversoir ( $m$ ).

$h$ : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \dots \dots \dots (I.43)$$

Avec :  $H_0$ :charge globale.

$V_0$ :vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (I.44)$$

Avec:  $S = b \cdot H$

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau (I.45):

**Tableau I.42 :** Données de départ pour la méthode de KOCHERINE :

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
<i>g</i>	9,81	20	6,8	769,73	136	5,66	26050000
<i>a</i>	1	25	6,4	878,53	160	5,49	24320000
<i>2*g</i>	19,62	30	6	956,96	180	5,32	22590000
<i>2.g0,5</i>	4,429446918	35	5,6	1006,69	196	5,14	20860000
<i>Q1%</i>	1520,26	40	5,2	1029,46	208	4,95	19130000
<i>W1%</i>	64710000	45	4,8	1027,12	216	4,76	17410000
<i>m=</i>	0,49	50	4,4	1001,60	220	4,55	15680000
		55	4	954,99	220	4,34	13950000
		60	3,6	889,51	216	4,12	12220000
		65	3,2	807,58	208	3,88	10490000
		70	2,8	711,84	196	3,63	8890000
		<b>75</b>	<b>2,4</b>	<b>605,23</b>	<b>180</b>	<b>3,36</b>	<b>7420000</b>
		80	2	491,11	160	3,07	5950000
		85	1,6	373,37	136	2,75	4480000
		90	1,2	256,78	108	2,38	3010000
		95	0,8	147,54	76	1,94	1540000
		100	0,4	54,91	40	1,37	70000

On fait le calcul en variant la largeur (*b*) de (20 à 100) *m* selon la formule :

$$Q = mb\sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{\frac{3}{2}}. \text{ Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:}$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe  $Q_{lam} = f(h)$  déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left( 1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \dots\dots\dots (I.45).$$

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

$V_{ch}$  : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

$V_{cr}$  : Volume de la crue correspondant au  $Q_{\%}$  en  $m^3$ .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (I.46).$$

Avec :  $T_b$ : temps global de la crue.

D'après le tableau *I.46*, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure *I.21* la courbe  $H=f(q, Q)$  ; nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau *I.47*, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe  $V=f(q, Q)$  qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir Figure *I.22*).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

Tableau I.43 : Détermination de  $H_0$  et  $Q$  en fonction de  $b$ 

hauteur <i>m</i>	vitesse <i>m/s</i>	hauteur tot <i>m</i>	debit m <sup>3</sup> /s																
			20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
6,8	5,66	8,43	1063,0	1328,7	1594,5	1860,2	2126,0	2391,7	2657,5	2923,2	3188,9	3454,7	3720,4	3986,2	4251,9	4517,7	4783,4	5049,2	5314,9
6,4	5,49	7,94	970,6	1213,2	1455,9	1698,5	1941,2	2183,8	2426,5	2669,1	2911,7	3154,4	3397,0	3639,7	3882,3	4125,0	4367,6	4610,3	4852,9
6	5,32	7,44	881,0	1101,3	1321,5	1541,8	1762,1	1982,3	2202,6	2422,8	2643,1	2863,3	3083,6	3303,9	3524,1	3744,4	3964,6	4184,9	4405,1
5,6	5,14	6,94	794,4	993,0	1191,6	1390,2	1588,8	1787,4	1986,0	2184,6	2383,2	2581,8	2780,4	2979,0	3177,6	3376,2	3574,8	3773,4	3972,1
5,2	4,95	6,45	710,8	888,5	1066,3	1244,0	1421,7	1599,4	1777,1	1954,8	2132,5	2310,2	2487,9	2665,6	2843,3	3021,0	3198,8	3376,5	3554,2
4,8	4,76	5,95	630,4	788,0	945,6	1103,2	1260,8	1418,4	1576,0	1733,6	1891,2	2048,8	2206,4	2364,0	2521,6	2679,3	2836,9	2994,5	3152,1
4,4	4,55	5,46	553,3	691,6	829,9	968,2	1106,6	1244,9	1383,2	1521,5	1659,8	1798,1	1936,5	2074,8	2213,1	2351,4	2489,7	2628,1	2766,4
4	4,34	4,96	479,6	599,5	719,4	839,2	959,1	1079,0	1198,9	1318,8	1438,7	1558,6	1678,5	1798,4	1918,3	2038,2	2158,1	2278,0	2397,9
3,6	4,12	4,46	409,5	511,8	614,2	716,6	818,9	921,3	1023,7	1126,0	1228,4	1330,8	1433,1	1535,5	1637,9	1740,2	1842,6	1945,0	2047,3
3,2	3,88	3,97	343,2	428,9	514,7	600,5	686,3	772,1	857,9	943,7	1029,5	1115,2	1201,0	1286,8	1372,6	1458,4	1544,2	1630,0	1715,8
2,8	3,63	3,47	280,9	351,1	421,3	491,5	561,7	631,9	702,2	772,4	842,6	912,8	983,0	1053,2	1123,5	1193,7	1263,9	1334,1	1404,3
2,4	3,36	2,98	222,9	278,6	334,3	390,0	445,8	501,5	557,2	612,9	668,7	724,4	780,1	835,8	891,5	947,3	1003,0	1058,7	1114,4
2	3,07	2,48	169,6	211,9	254,3	296,7	339,1	381,5	423,9	466,3	508,7	551,1	593,4	635,8	678,2	720,6	763,0	805,4	847,8
1,6	2,75	1,98	121,3	151,7	182,0	212,3	242,6	273,0	303,3	333,6	364,0	394,3	424,6	455,0	485,3	515,6	546,0	576,3	606,6
1,2	2,38	1,49	78,8	98,5	118,2	137,9	157,6	177,3	197,0	216,7	236,4	256,1	275,8	295,5	315,2	334,9	354,6	374,3	394,0
0,8	1,94	0,99	42,9	53,6	64,3	75,1	85,8	96,5	107,2	118,0	128,7	139,4	150,1	160,9	171,6	182,3	193,0	203,7	214,5
0,4	1,37	0,50	15,2	19,0	22,7	26,5	30,3	34,1	37,9	41,7	45,5	49,3	53,1	56,9	60,7	64,5	68,2	72,0	75,8

**Tableau I.44:** Débits déversant en fonction de  $h$  et  $b$  et le volume de crue :

$h$	$V_{ch}$	$q$	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
6,8	26050000	382,0	1063,0	1328,7	1594,5	1860,2	2126,0	2391,7	2657,5	2923,2	3188,9	3454,7	3720,4	3986,2	4251,9	4517,7	4783,4	5049,2	5314,9
6,4	24320000	422,0	970,6	1213,2	1455,9	1698,5	1941,2	2183,8	2426,5	2669,1	2911,7	3154,4	3397,0	3639,7	3882,3	4125,0	4367,6	4610,3	4852,9
6	22590000	462,1	881,0	1101,3	1321,5	1541,8	1762,1	1982,3	2202,6	2422,8	2643,1	2863,3	3083,6	3303,9	3524,1	3744,4	3964,6	4184,9	4405,1
5,6	20860000	502,1	794,4	993,0	1191,6	1390,2	1588,8	1787,4	1986,0	2184,6	2383,2	2581,8	2780,4	2979,0	3177,6	3376,2	3574,8	3773,4	3972,1
5,2	19130000	542,2	710,8	888,5	1066,3	1244,0	1421,7	1599,4	1777,1	1954,8	2132,5	2310,2	2487,9	2665,6	2843,3	3021,0	3198,8	3376,5	3554,2
4,8	17410000	582,0	630,4	788,0	945,6	1103,2	1260,8	1418,4	1576,0	1733,6	1891,2	2048,8	2206,4	2364,0	2521,6	2679,3	2836,9	2994,5	3152,1
4,4	15680000	622,0	553,3	691,6	829,9	968,2	1106,6	1244,9	1383,2	1521,5	1659,8	1798,1	1936,5	2074,8	2213,1	2351,4	2489,7	2628,1	2766,4
4	13950000	662,1	479,6	599,5	719,4	839,2	959,1	1079,0	1198,9	1318,8	1438,7	1558,6	1678,5	1798,4	1918,3	2038,2	2158,1	2278,0	2397,9
3,6	12220000	702,1	409,5	511,8	614,2	716,6	818,9	921,3	1023,7	1126,0	1228,4	1330,8	1433,1	1535,5	1637,9	1740,2	1842,6	1945,0	2047,3
3,2	10490000	742,2	343,2	428,9	514,7	600,5	686,3	772,1	857,9	943,7	1029,5	1115,2	1201,0	1286,8	1372,6	1458,4	1544,2	1630,0	1715,8
2,8	8890000	779,2	280,9	351,1	421,3	491,5	561,7	631,9	702,2	772,4	842,6	912,8	983,0	1053,2	1123,5	1193,7	1263,9	1334,1	1404,3
2,4	7420000	813,2	222,9	278,6	334,3	390,0	445,8	501,5	557,2	612,9	668,7	724,4	780,1	835,8	891,5	947,3	1003,0	1058,7	1114,4
2	5950000	847,3	169,6	211,9	254,3	296,7	339,1	381,5	423,9	466,3	508,7	551,1	593,4	635,8	678,2	720,6	763,0	805,4	847,8
1,6	4480000	881,3	121,3	151,7	182,0	212,3	242,6	273,0	303,3	333,6	364,0	394,3	424,6	455,0	485,3	515,6	546,0	576,3	606,6
1,2	3010000	915,3	78,8	98,5	118,2	137,9	157,6	177,3	197,0	216,7	236,4	256,1	275,8	295,5	315,2	334,9	354,6	374,3	394,0
0,8	1540000	949,4	42,9	53,6	64,3	75,1	85,8	96,5	107,2	118,0	128,7	139,4	150,1	160,9	171,6	182,3	193,0	203,7	214,5
0,4	70000	983,4	15,2	19,0	22,7	26,5	30,3	34,1	37,9	41,7	45,5	49,3	53,1	56,9	60,7	64,5	68,2	72,0	75,8

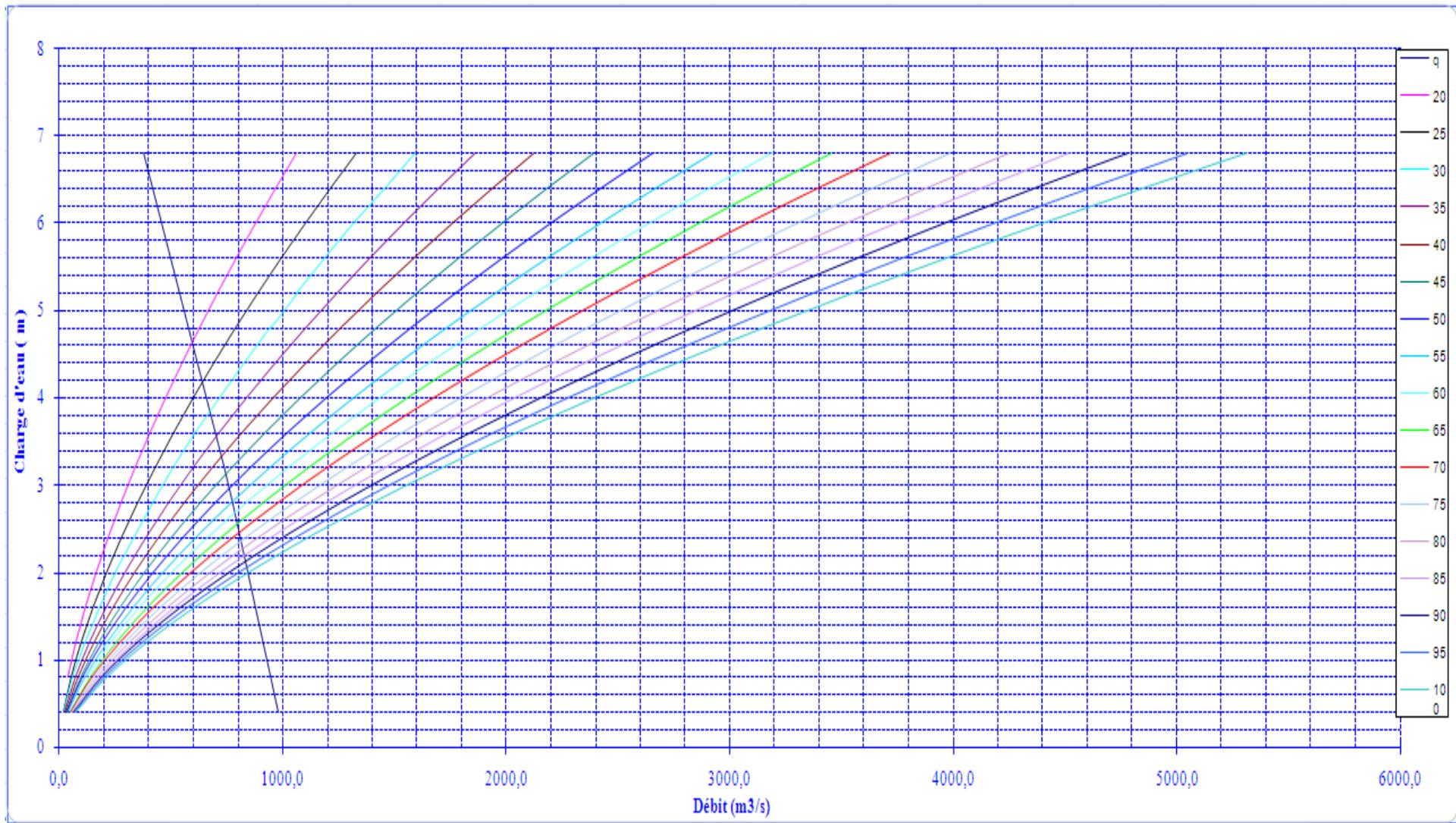


Figure I.15: Courbes de  $H = f(Q, q)$

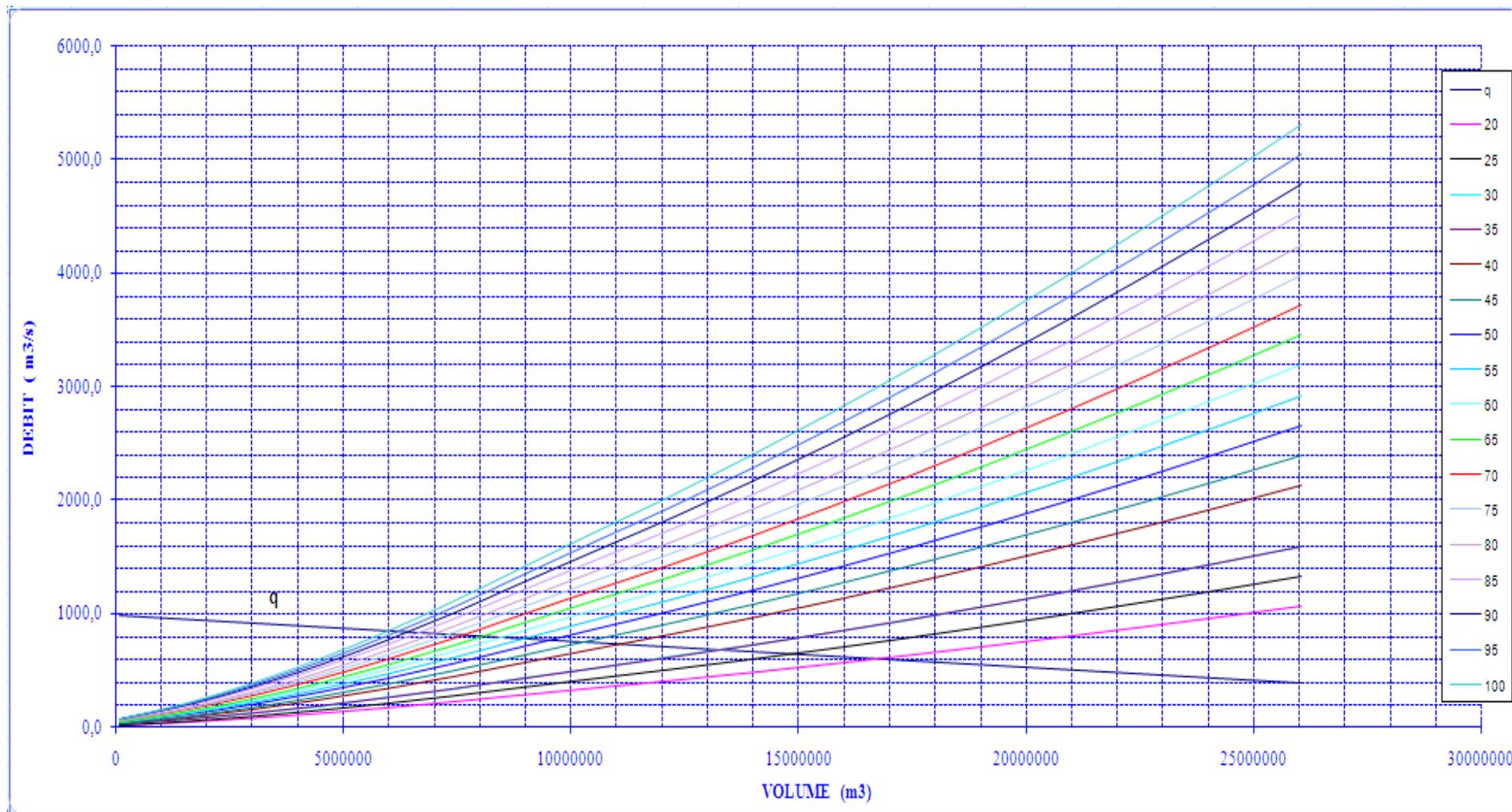


Figure I.16: Courbes  $V=f(Q,q)$ .

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux (le remblai et le béton) pour chaque largeur du déversoir.

### I.9. Etude d'optimisation

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

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

#### I.9.1. Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i Q_{\%} \dots \dots \dots (I.47).$$

Avec :

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L \dots \dots \dots (I.48)$$

Ou :  $V_i$  : le volume du barrage à la côte  $i$ .

$W_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$ .

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

On a : 
$$W_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots \dots \dots (I.49)$$

Avec :  $B_i$  : Largeur de base donnée par :  $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$ .

$m_1, m_2$  : Fruits des talus.

$b_{cr}$  : Largeur en crête ( $m$ ).

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$  :

$H_b$  : Hauteur du barrage avec :  $H = NNR + R + h_{dév} + T$ .

$R$  : Revanche en ( $m$ ).

$T$  : Tassement en ( $m$ ).

#### I.9.1.1. La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues  $H$ , de la vitesse du vent  $U$  et de la vitesse de propagation des vagues  $V$  dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R_i = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(I.50)$$

La hauteur des vagues  $H$  est estimé a l'aide des formules suivantes :

**1. Formule de Stevenson**

$$H = 0,34 \sqrt{F} \dots\dots\dots (I.51)$$

Avec :  $F$ : le Fetch  $F = 21, 8 \text{ Km}$

**2. Formule de Molitor**

$$H = 0.75 + 0,032. \sqrt{U.F} - 0,27 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (I.52)$$

Avec :  $U$  : la vitesse du vent mesurée en  $\text{Km/h}$  ;  $U = 10,08 \text{ Km/h}$ .

**3. Formule de Mallet-Paquant**

$$H = 0,5 + 0,33. \sqrt{F} \dots\dots\dots (I.53)$$

**4. Formule Simplifiée**

$$R = 1. 0,3. \sqrt{F} \dots\dots\dots(I.54)$$

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

$$V = 1,5 + 2.H \dots\dots\dots(I.55)$$

Avec :  $H$  : hauteur des vagues ( $m$ ).

**Tableau I.45:** La revanche.

Formule	$H$ (m)	$V$ (m/s)	$R$ (m)
Stevenson	1,59	4,68	2,71
Molitor	0,64	2,78	1,03
Mallet-Paquant	2,04	5,58	3,63
Simplifiée	-	-	2,4

$R = 2 \text{ m}$  est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

**I.9.1.2.Le tassement**

On calcule le tassement  $d'$  après les formules suivantes :

1.  $T = 0,015 H_b$
2.  $T = 0,001 (H_b)^{3/2}$

Où :  $T$  = Tassement de la crête du barrage

$H_b$  = Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à  $0,6 \text{ m}$ .

**I.9.1.3.La largeur en crête**

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

les eaux ultérieurs. Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

➤ Formule *T.KNAPPEN*  $b=1,65.H_b^{0,5}$  .....(I.56)

➤ Formule *E.F.PREECE*  $b=1,1.H_b$ .....(I.57)

➤ Formule *SIMPLIFIEE*  $b=3,6.(H_b)^{1/3}-3$ .....(I.58)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés au tableau (I.49).

**Tableau I.46:** Variation de la hauteur du barrage :

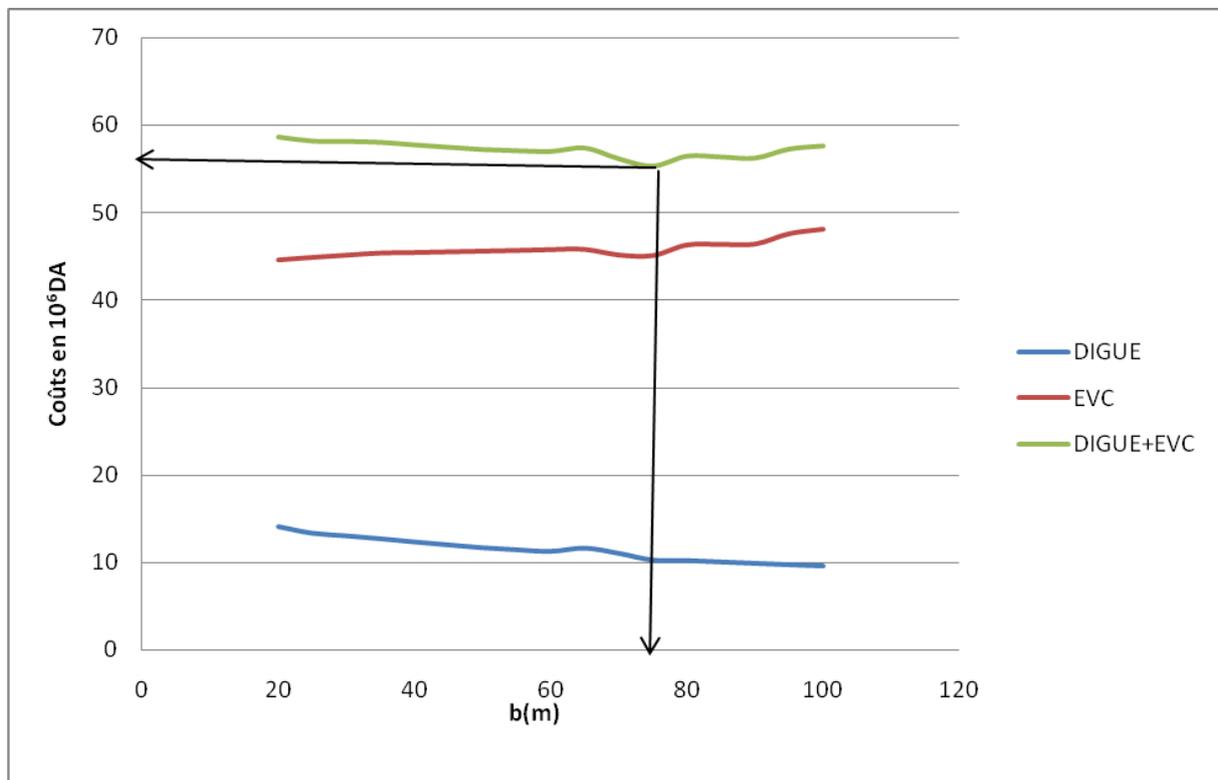
<i>NNB</i>	<i>B</i>	<i>H</i>	<i>NPHE</i>	<i>q m3/s</i>	<i>Vforsé</i>	<i>R+t</i>	<i>Cote de la c</i>	<i>Hb</i>
642	20	8,43	650,43	381,99	26050000	2	652,43	63,43
642	25	7,94	649,94	422,04	24320000	2	651,94	62,94
642	30	7,44	649,44	462,08	22590000	2	651,44	62,44
642	35	6,94	648,94	502,13	20860000	2	650,94	61,94
642	40	6,45	648,45	542,18	19130000	2	650,45	61,45
642	45	5,95	647,95	581,99	17410000	2	649,95	60,95
642	50	5,46	647,46	622,04	15680000	2	649,46	60,46
642	55	4,96	646,96	662,08	13950000	2	648,96	59,96
642	60	4,46	646,46	702,13	12220000	2	648,46	59,46
642	65	3,97	645,97	742,18	10490000	2	647,97	58,97
642	70	3,47	645,47	779,21	8890000	2	647,47	58,47
<b>642</b>	<b>75</b>	<b>2,98</b>	<b>645,10</b>	<b>813,24</b>	<b>7420000</b>	<b>2</b>	<b>647,10</b>	<b>58,10</b>
642	80	2,48	644,48	847,27	5950000	2	646,48	57,48
642	85	1,98	643,98	881,30	4480000	2	645,98	56,98
642	90	1,49	643,49	915,32	3010000	2	645,49	56,49
642	95	0,99	642,99	949,35	1540000	2	644,99	55,99
642	100	0,50	642,50	983,38	70000	2	644,50	55,50

#### I.9.1 .4.Calcul des coûts

Le calcul des coûts de matériaux effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau (I.50).

Tableau I.47 : Calcul d'optimisation

N°	$b$ (m)	$h_d$ (m)	Coût de la digue	Coût EVC	Coût Total
1	20	8,43	14,066808	44,5398071	58,6066151
2	25	7,94	13,315532	44,8277178	58,1432498
3	30	7,44	13,01396	45,0839142	58,0978742
4	35	6,94	12,67974	45,3172121	57,9969521
5	40	6,45	12,315676	45,3856277	57,7013037
6	45	5,95	11,968924	45,4575108	57,4264348
7	50	5,46	11,642348	45,5347499	57,1770979
8	55	4,96	11,415768	45,6199262	57,0356942
9	60	4,46	11,236216	45,7166861	56,9529021
10	65	3,97	11,60392	45,739819	57,343739
11	70	3,47	11,003096	45,1049462	56,1080422
<b>12</b>	<b>75</b>	<b>2,98</b>	<b>10,224732</b>	<b>45,0452534</b>	<b>55,2699854</b>
13	80	2,48	10,170096	46,2423928	56,4124888
14	85	1,98	10,009188	46,3062391	56,3154271
15	90	1,49	9,852008	46,336989	56,188997
16	95	0,99	9,698556	47,5234695	57,2220255
17	100	0,50	9,548832	48,0299051	57,5787371

Figure I.17: Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur  $b$  du déversoir.

La courbe superposée des coûts totaux (Figure I.23) donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale «  $b = 75$  m » et une cote en crête optimale de la digue égale à 647 m.NGA.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous.

**Tableau I.48 :** Tableau récapitulatif

<i>Dénomination</i>	<i>Unités</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Volume mort</i>	<i>Mm<sup>3</sup></i>	<i>58</i>
<i>Volume utile</i>	<i>Mm<sup>3</sup></i>	<i>18,21</i>
<i>Volume au NNR</i>	<i>Mm<sup>3</sup></i>	<i>76,21</i>
<i>Côte du fond</i>	<i>m.NGA</i>	<i>589,00</i>
<i>Côte NVM</i>	<i>m.NGA</i>	<i>637</i>
<i>Côte NNR</i>	<i>m.NGA</i>	<i>642</i>
<i>Côte NPHE</i>	<i>m.NGA</i>	<i>645,1</i>
<i>Côte en crête</i>	<i>m.NGA</i>	<i>647</i>
<i>Larguer en crête</i>	<i>m</i>	<i>10</i>

### Conclusion

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du barrage.

# CHAPITRE II

## ETUDE DES VARIANTES

**Introduction:**

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent continus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le choix d'un axe et d'un type de barrage sont étroitement liés. Dans certains cas, c'est l'axe qui, pour des raisons géologiques ou topographiques, est évident et qui commande le type de barrage, dans d'autres cas c'est le type de barrage qui s'impose par certaines contraintes prescrivant ainsi un axe préférentiel à l'ouvrage. Le type d'ouvrage étant défini, il convient d'analyser les axes possibles pour la digue. Celui-ci dépend essentiellement de la géologie et de la topographie.

**II.1. Conception de barrage en terre :****II.1.1. Choix du type de digue :**

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

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

La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération. En se basant sur l'étude géologique, la fondation est de bonne qualité, et favorise l'implantation de tous types de digues, mais les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante digue en béton.

**II.1.2. Le choix du site du barrage :**

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par le critère économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- ✓ La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- ✓ La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.

- ✓ L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

### II.1.3. Différents types de barrages en terre :

Mis-à- part les organes annexes destinés à contrôler la filtration de l'eau dans le massif lui-même et dans sa fondation, il existe trois grands types de barrages en remblai sont :

- type 1 : barrages à zones avec massif amont ou noyau central assurant l'étanchéité ;
- type 2 : Barrages en terre homogènes, constitués de matériaux étanches ;
- type 3 : Barrages en matériaux perméables (sable, grave, cailloux, tout-venant) munis

d'un dispositif d'étanchéité artificielle.

#### II.1.3.1. Avantages des digues en terre:

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue ;
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol ;
- Possibilité de construire ces digues pratiquement dans toutes les régions géographiques ;
- Possibilité de construire la digue avec n'importe quelle hauteur ;
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

#### II.1.3.2. Inconvénients des digues en terre :

- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue ;
- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables ;
- L'utilisation des dispositifs contre les infiltrations.

### II.1.4. Le choix du type de barrage :

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

#### II.1.4.1. La morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit

conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

#### **II.1.4.2. La topographie du site :**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu, elle consiste à vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

#### **II.1.4. 3. Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

#### **II.1.4.4. Les matériaux de construction :**

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- sols utilisables en remblai ;
- enrochements pour remblai ou protection de talus (*Rip-Rap*);
- agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;
- liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise du barrage permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval - s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes. Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en

œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins. Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton, membrane ou béton bitumeux). Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution *BCR*, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.

## **II.2. Les variantes à choisir :**

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne la possibilité de proposer les trois variantes suivant :

### **II.2.1. Barrages à zones avec massif amont ou noyau central:**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

### **II.2.2. Barrages en terre homogènes:**

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

### **II.2.3. Barrages en matériaux perméables avec masque en béton :**

Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que

l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont.

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

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre.

### II.3. Définition du profil général du barrage:

#### II.3.1. Hauteur de barrage :

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.

En ce qui concerne la revanche minimale est déjà calculée dans le (chapitre I),  $R = 2 m$  la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de  $1$  à  $2 m$  pour les ouvrages de  $10$  à  $20 m$  de hauteur, et pour notre cas on obtenu une valeur de  $2 m$ . Selon l'expression suivante on a:  $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$  ..... (II.01)

On obtenu aussi une valeur de  $t = 0,5$  mètre pour le tassement du barrage

$$AN : H_b = 642 - 589 + 2,98 + 2 + 0.5 = 58,48 m.$$

Alors, on prend :  $H_b = 58m.$

#### II.3.2. Largeur en crête :

La largeur en crête  $b_{cr}$  est en général déterminée par l'une des formules suivantes où  $H_b$  est la hauteur du remblai en mètres :

❖ **Formule de KNAPPEN :**  $b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b}$  ..... (II.02)

❖ **B. Formule d'EF-PREECE :**  $b_{cr} = 1,10\sqrt{H_b} + 1$  ..... (II.03)

❖ **Formule ANONYME :**  $b_{cr} = 3.6.\sqrt[3]{H_b} - 3$  ..... (II.04)

❖ **D. Formule PRATIQUE :**  $b_{cr} = \left(\frac{5}{4}\right).\sqrt{H_b}$  ..... (II.05)

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage (m).

Dans notre cas nous faisons la moyenne entre les formules (Tableau II.1).

**Tableau II.01:** Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête :

Formule	$b_{cr}$ (m)
KNAPPEN	12,56
EF-PREECE	9,38
ANONYME	10,94
PRATIQUE	9,52
MOYENNE	10,40

Alors, la largeur de la crête moyenne égale à 10 m.

### II.3.3. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à 226 m.

### II.3.4. Pentés des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente de paramètres on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et en vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes (Tableau II.02).

**Tableau II.02:** Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	1/2,5	1/2
	- A zones	1/2	1/2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	1/2	1/2
	- Homogène à fort % d'argile	1/2,5	1/2,5
	- A zones	1/2	1/2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5
	- Homogène à fort % d'argile	1/3	1/2,5
	- A zones	1/2	1/3
$H > 20$	- Homogène granulométrie étendue	1/3	1/2,5
	- A zones	1/3	1/3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. Les pentes des talus choisies sont être vérifiées après calcul de stabilité.

### II.3.5. Les bermes :

Pour des hauteurs dépassant les (10÷15) mètres de la digue en prévoient des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 3) mètres de largeur et de pente 2%.

#### II.3.5.1. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons

proposées trois bermes de largeur 4 m chacune à la Côte 632 m.NGA, à la Côte 617 m.NGA, et à la Côte 602 m.NGA.

**II.3.5.2. Talus aval :**

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons trois bermes de largeur 4 m aux mêmes côtes successivement.

**II.4. Barrage zoné à noyau d'argile :**

**II.4.1. protection du talus aval :**

Le talus aval sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur et à mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile.

D'après le tableau II. 02 les fruits des talus sont: le parement amont  $m_1 = 1/3$  et le parement aval  $m_2 = 1/3$ .

**II.4.2. protection du talus amont :**

Le talus amont sera protégé par un parement en Rip-Rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule suivante :

$$e = C. V^2 \dots\dots\dots (II.06)$$

Où :  $e$  : Epaisseur de l'enrochement en (m);

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en (m/s);

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement. La valeur de  $C$  est donnée par le tableau suivant :

**Tableau II.03:** Valeurs de  $C$  en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de $C$ pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

(M .DUNGLAS, P.263)

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e = 0,52 m$ , mais pour plus de sécurité

nous prenons une épaisseur égale à 0,6 m.

**II.4.3. Le noyau :**

L'étanchéité du barrage est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis de procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (II.07)$$

- Ou :  $I_{adm}$ : Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau ;
- $b_{moy}$ : Largeur moyenne du noyau ;
- $\Delta H$ : Différence de charge d'eau.

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

**Tableau II.04:** Valeur d' $I_{adm}$  en fonction du type d'ouvrage :

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limons	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limons sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la II<sup>ème</sup> classe alors, on prend  $I_{adm}=1,5$ .

AN :  $I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}}$

Ou :  $H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval ( $H_2= 0$ ).

$H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont ( $H_1= 56,1$  m).

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{56,1}{1,5} = 37,4m .$$

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$b_{cr,n} = \frac{1}{6} . H_b \Rightarrow b_{cr,n} = 10 m$$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = b_{cr} + 2 . m_n . H_n \dots\dots\dots (II.08)$$

Ou:  $m_n$  : Fruit du noyau

$H_n$  : Hauteur du noyau

$$m = \frac{b_{moy} - b_{cr}}{2.H_n} = \frac{37,4 - 10}{2.56,1} = 0,25$$

D'où :  $m_1 = m_2 = 0,3$

**II.4.4. La côte en crête du noyau :**

On a:  $N_{CN} = C_{fond} + 56 = 545 \text{ m.NGA}$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de:  $H_p = H_f + H_a$

Avec:  $H_p$  : Profondeur de la parafouille (m).

$H_f$  : Profondeur de la fondation ( $H_f = 3 \text{ m}$ ).

$H_a$  : Profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ( $h_a = 0,5 \text{ m}$ ).  $H_p = 3,5 \text{ m}$

**II.4.5. Les drains :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

**II.4.5.1. Dimensionnement du drain Tapis :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de :  $L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (II.09)$

Avec:  $L_b$  : Longueur transversale du barrage ( $L_b = 382 \text{ m}$ ).

AN:  $L_d = \frac{382}{4} = 95,5 \text{ m}.$

**II.4.5.2. Dimensionnement du drain prisme :**

L'expression de la hauteur du drain prisme est:

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b = 58 \text{ m}$ )

On prend  $H_p = 0,15 H_b$ . On aura :  $H_p = 9 \text{ m}$

Largeur en crête:  $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots (II.11)$

On prend  $b_p = 1/3 h_{dr}$ . Ce qui nous donne:  $b_p = 3 \text{ m}$

Fruits des talus :  $m_1 = (1 \div 1,75)$  et  $m_2 = (1,5 \div 2,5)$  .

Donc, on prend :  $m_1=1,25$  et  $m_2= 2$ .

## II.5. Barrage en terre homogène :

### II.5.1. Pentes des talus :

Fruits des talus d'après le tableau II.02 on a : parement amont  $m_1 = 1/3$  et parement aval  $m_2 = 1/2,5$

#### II.5.1.1. protection du talus aval :

On doit concevoir un revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une couche de pierre avec des épaisseurs entre 0,15 et 0,25 m est très commune. La solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de *Rip-Rap* d'une épaisseur de 30 cm.

#### II.5.1.2. protection du talus amont :

Il sera protégé par un parement en *Rip-Rap* d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$ .

Le but principal du *Rip-Rap* mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience en général, montré que le *Rip-Rap* déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

#### A. Méthode T.V.A (Tennessee -Valley- Authority):

Selon la Formule suivante :  $e = C+V^2$

Où :  $e$  : Epaisseur de l'enrochement en (m);

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en (m/s); sachant que  $V=4,35$  m/s

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

La valeur de  $C$  est donnée par le tableau II.03 ; Pour une digue homogène  $C = 0,028$ .

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,52$  m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

#### B. Deuxième méthode (US Army) :

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

**Tableau II.05:** Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{min}$ (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,40
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,45
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,55

(Gérard, 2002, p .76)

Pour notre cas :  $H=1,42$  m, alors  $1,2 < H < 1,8$  m ; donc :  $e = 0,55$  m et  $D_{min} = 0,40$  m.

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

### II.6. Drainage de la digue :

L'expérience montre que, même dans les petits barrages l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméable), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

#### II.6.1. But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurel ou soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau d'écoulement ;
- c) Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai

#### II.6.2. Constitution du drain :

Les drains sont constitués, soit de graviers perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de graviers.

##### II.6.2.1. Calcul des drains :

###### A. Dimensionnement du drain incliné :

###### ❖ Cote du drain :

$$C_{dr} = NPHE + 0,5.R_{min} \dots \dots \dots (II. 12)$$

AN:  $C_{dr}=645, 1+0, 5. 2 = 646,1m.NGA$

❖ **Epaisseur du drain :**

**Tableau II.06 :** Epaisseur minimal de drain

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,5	0,8	1,0	1,2	1,5

(Gérard, 2002, p .79)

Avec :  $H$  : Hauteur du barrage en (m).

$V$  : Volume de la retenue en ( $Hm^3$ ).

$$H^2\sqrt{V} = (700 - 1500)$$

Alors,  $e_{dr} = 1,5 m$ .

**B. Dimensionnement du drain tapis :**

➤ **longueur du drain :**

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (II. 13)$$

Avec:  $L_d$  : Longueur du drain tapis en mètres ;

$L_b$  : Longueur transversale du barrage ( $L_b= 355 m$ ).

Donc :  $L_d = \frac{355}{4} = 88,75m$

➤ **largeur du drain :**

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$L_{dr} = \frac{1}{2}(\sqrt{L^2 + H^2} - L) \dots\dots\dots (II.14)$$

Ou :  $L_{dr}$  : Largeur du drain nécessaire (m) ;

$L$ : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

$H$ : Différence de charge entre la retenue et le drain (m) ;

AN :  $L_{dr} = \frac{1}{2}(\sqrt{228,5^2 + 57^2} - 228,5) = 3,5.m$

**C. Dimensionnement du prisme aval :**

❖ **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$  on prend  $m_1=2$

$m_2 = (1,5 \div 2, 5)$  on prend  $m_2=2,5$

❖ **Hauteur du drain :**

$$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (II.15)$$

Où :  $H_b$  : Hauteur du barrage ;

AN:  $H_{dr} = 0,15 \cdot 59 = 9 \text{ m.}$

❖ **Largeur au sommet :**

Elle est donnée par :  $l_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \cdot h_{dr} \dots \dots \dots (II.16)$

On prend :  $l_{dr} = \frac{1}{3} \cdot h_{dr}$ , alors :  $l_{dr} = 3 \text{ m}$

❖ **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots \dots \dots (II.17)$$

AN:  $B = 43,5 \text{ m.}$

**II.7. Fixation du choix définitif du type de barrage :**

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins.

Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée. Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

1. facilité de la réalisation, zones d'emprunts
2. existences de carrière de matériaux de construction ;
3. distance des zones d'emprunts ;
4. sismologie ;
5. volume des matériaux de construction ;
6. dispositif d'étanchéité.

**II.7.1. Etude comparative :**

Une étude de comparaison estimative entre les différents types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue.

**II.7.1.1. Calcul des volumes :**

Pour calculer le volume du corps des digues, on se dispose du profil longitudinal de l'axe du barrage.

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i + w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (II.18).$$

- Avec :  $V_i$ : volume du barrage dans la coupe  $i$ ;  
 $W_i$ : section transversale du barrage dans la coupe  $i$ ;  
 $L_i$ : distance entre deux coupes voisines ;

$$w_i = \frac{[b_{cr} + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (II.19).$$

Avec :  $b_{cr}$ : Largueur du couronnement;

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \dots\dots\dots (II.20).$$

Les résultats de calcul des volumes des matériaux de différentes variantes sont représentés dans l'annexe II.

### II.7.1.2. Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes

**Tableau II.07 :** les coûts des variantes étudiées.

<i>variantes</i>	<i>Matériaux</i>	<i>Quantité (m<sup>3</sup>)</i>	<i>Prix unit (DA)</i>	<i>Coût (10<sup>6</sup> DA)</i>	<i>Total (10<sup>6</sup> DA)</i>
<i>digue zonée à noyau d'argile</i>	<i>Bitume</i>	<i>1105</i>	<i>3000</i>	<i>3,315</i>	<i>623,41963</i>
	<i>Noyau</i>	<i>302613,004</i>	<i>500</i>	<i>151,306502</i>	
	<i>Gravier</i>	<i>68574,9</i>	<i>600</i>	<i>41,14494</i>	
	<i>Sable</i>	<i>60461,31</i>	<i>600</i>	<i>36,276786</i>	
	<i>Recharge</i>	<i>858547,6</i>	<i>400</i>	<i>343,41904</i>	
	<i>Rip-rap amont</i>	<i>19137,52</i>	<i>1200</i>	<i>22,965024</i>	
	<i>Rip-rap aval</i>	<i>18758,86</i>	<i>1200</i>	<i>22,510632</i>	
	<i>Terre végétal</i>	<i>10340,44</i>	<i>240</i>	<i>2,4817056</i>	
<i>digue en terre homogène</i>	<i>Bitume</i>	<i>1105</i>	<i>3000</i>	<i>3,315</i>	<i>622,19701</i>
	<i>Gravier</i>	<i>8883,84</i>	<i>600</i>	<i>5,330304</i>	
	<i>Sable</i>	<i>8505,4</i>	<i>600</i>	<i>5,10324</i>	
	<i>Filtre</i>	<i>11033,58</i>	<i>600</i>	<i>6,620148</i>	
	<i>Drain</i>	<i>33971,7</i>	<i>600</i>	<i>20,38302</i>	
	<i>Recharge</i>	<i>1336279,92</i>	<i>400</i>	<i>534,511968</i>	
	<i>Rip-rap aval</i>	<i>14660,25</i>	<i>1200</i>	<i>17,5923</i>	
	<i>Rip-rap amont</i>	<i>22345,76</i>	<i>1200</i>	<i>26,814912</i>	
<i>Terre végétal</i>	<i>10525,49</i>	<i>240</i>	<i>2,5261176</i>		
<i>digue en enrochement avec masque en béton</i>	<i>Béton</i>	<i>18080,3</i>	<i>12000</i>	<i>216,9636</i>	<i>1580,96093</i>
	<i>Bitume</i>	<i>1105</i>	<i>3000</i>	<i>3,315</i>	
	<i>Recharge</i>	<i>1213419,28</i>	<i>1100</i>	<i>1334,76121</i>	
	<i>Rip-rap</i>	<i>11600,12</i>	<i>1100</i>	<i>12,760132</i>	
	<i>Terre végétal</i>	<i>54837,45</i>	<i>240</i>	<i>13,160988</i>	

A partir de cette étape, il paraît évident que la variante II est la plus économique.

### Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on constate que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux fins (alluvion), il n'y a aucun risque d'insuffisance des matériaux. Donc, on opte pour la variante de la digue homogène.

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche  $e = 50 \text{ cm}$  et un diamètre moyen de  $30 \text{ cm}$ . Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de  $50 \text{ cm}$  d'enrochement avec  $30 \text{ cm}$  de filtre (lit de gravier et sable).

## CHAPITRE III

# CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE

## Introduction

*Koudiet Rosfa* peut être classée dans la deuxième catégorie d'ouvrage. Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. Seuls des argiles sont disponibles à proximité de l'ouvrage dans les sédiments déposés en énorme quantité dans la plaine environnante. La digue en terre homogène est le seul type de barrage qu'il est raisonnable d'envisager sur ce site.

Du point de vue de la perméabilité de la retenue, le type de roche sous-jacente ainsi que l'orientation des couches sont favorables. La géologie est peu variée, d'amont vers l'aval se succèdent des couches de dépôts alluviaux, de marnes puis de calcaires. Les essais Lugeons ont montré que, aussi bien pour les marnes que les calcaires, les horizons rocheux traversés peuvent être considérés comme étanches.

En analysant la topographie, il convient de mettre en évidence le léger resserrement de la vallée au droit de la petite colline calcaire. Il faut noter que ce resserrement représente la dernière ondulation topographique avant un élargissement notable de la vallée vers l'aval.

Ainsi, un axe défini par ce resserrement et passant sur la colline calcaire présente des

- ✓ avantages par rapport aux autres axes possibles: la largeur réduite de la vallée permet de diminuer les dimensions de l'ouvrage (réduction des volumes de remblai et d'excavation pour la fondation de la digue),
- ✓ les rives de la vallée sont approximativement à la même altitude à l'axe retenu qu'à l'amont (en tout cas sur les premiers kilomètres). Etant donné que le niveau normal du lac exploite au mieux la topographie, un axe plus à l'amont offrirait un volume de réservoir plus faible.

Comme déjà évoqué précédemment, le manque de choix de matériaux de construction à proximité du site commande le type de barrage.

Les seuls matériaux disponibles en abondance sont des argiles limono-sableuse.

Le seul type de barrage adapté à ces matériaux est une digue dite « en terre homogène ».

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches.

Même si la fondation rocheuse est réputée imperméable, un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de la digue.

### III.1. Conception de La Digue

#### III.1.1. la revanche du barrage

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la côte de la crête. Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

$$R = 2 \text{ m.}$$

A partir de chapitre précédent on a trouvé :

- ✓ **La Hauteur du barrage :**  $H_b = 58\text{m.}$
- ✓ **Largeur en crête :** La largeur du couronnement est fixée à 10 m et de pente 2 %.

#### III.1.2. Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau III.01

**Tableau III.01 :** Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau III.01, le Barrage *koudiet Rosfa* est classé dans la deuxième catégorie d'ouvrage.

#### III.1. 3. Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les (10 ÷ 15) mètres de la digue en prévoient des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 ÷ 3) mètres de largeur et de pente 2 %.

**A - talus amont**

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées trois bermes de largeur 3 m chacune à la cote 632 m NGA, à la cote 617 m NGA, et à la cote 602 m NGA.

**B - talus aval**

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons trois bermes de largeur 3 m aux mêmes cotes successivement.

**III.1.4. Pentes des talus**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre au chapitre précédent :

- Fruit amont est :  $m_1=3,0$ .
- Fruit aval est :  $m_2=2,5$ .

**III.1.5. Protection des talus**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

**III.1.5.1. Le talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

**III.1.5.2. Le talus amont**

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement.

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise la méthode de « U.S.ARMAY ».

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement et  $D_{50 \text{ min}}$  sont données par le tableau III.03.

Pour notre cas,  $1,2 < H < 1,8 \text{ m}$   $e = 0,55 \text{ m}$ .

$$D_{50 \text{ min}} = 0,40 \text{ m}$$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

**Tableau III.02** : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

<i>Hauteur des vagues (m)</i>	<i>Epaisseur min de la couche d'enrochement (m)</i>	<i>D50 min (m)</i>
0 à 0,3	0,3	0,20
0,3à 0,6	0,4	0,25
0,6à 1,2	0,45	0,30
1,2 à 1,8	0,55	0,40
1,8 à 2,4	0,70	0,45
2,4 à 3,0	0,80	0,55

(Gérard, 2002, p .76)

**III.1.6. Drainage de la digue**

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

**III.1.6.1. But du drainage**

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement
- c) Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

### III.1.6.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains

#### A. les filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

#### B. Les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

### B.1. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de *TERZAGUI*.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids dépassant lors du tamisage granulométrique Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

- Condition de perméabilité.  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  ;
- Condition de non entraînement des fines  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4. d_{85} > D_{15} > 5. d_{15}$$

Le plus souvent, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition

d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

#### III.1.6.3. Calcul des drains

Un drain cheminé, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers du parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge aval (augmentation de la stabilité). Le drain cheminé est incliné à  $60^\circ$  environ par rapport à l'horizontale pour raccourcir la longueur totale des drains.

### A-Dimensionnement du drain incliné de $60^\circ$ par rapport à l'horizontale amont

#### A.1 Hauteur du drain

Elle dépend de la ligne de saturation.

**A.2. Epaisseur du drain**

**Tableau III.03** : épaisseur minimal de drain

H2√V	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

(Gérard, 2002, p .79)

H : Hauteur du barrage en (m).

V : Volume de la retenue en (Hm3).

$$H2 \sqrt{V} = (700 \div 1500) \qquad e_{dr} = 1,5 \text{ m}$$

**B- Dimensionnement du drain tapis**

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{4} \dots\dots\dots (III.04)$$

L<sub>d</sub> : Longueur du drain tapis en mètres ;

L<sub>b</sub> : Longueur transversale du barrage [L<sub>b</sub>= 355 m].

Donc :

$$L_d = \frac{355}{4} = 88,75m$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} (\sqrt{L^2 + H^2} - L) \dots\dots\dots (III.05)$$

l<sub>d</sub> : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m) ;

$$l_{dr} = \frac{1}{2} (\sqrt{228,5^2 + 57^2} - 228,5) = 3,5.m$$

**C - Dimensionnement du prisme aval**

❖ **Fruits des talus :**

m1 = (1 ÷ 2)    on prend    m1=2.

m2 = (1,5 ÷ 2, 5)    on prend    m2=2,5.

❖ Hauteur du drain

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

D'où :  $H_b$  : Hauteur du barrage ;

AN:  $H_{dr} = 0,15 \cdot 59 = 9 \text{ m.}$

❖ Largeur au sommet

Elle est donnée par :  $b_{dr} = l_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \cdot h_{dr}$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} h_{dr} \qquad \qquad \qquad b_{dr} = 3 \text{ m}$$

❖ Largeur en base du drain

Elle est exprimée par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

**B = 43.5 m.**

**III.1.6.4. Calcul des filtres**

**A- Règles des filtres**

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

• **Condition 1**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (III.06)$$

D'où  $\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$  ;

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

• **Condition 2**

Condition de (TERZAGI, 1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (III.07)$$

$D_{15}$  : Diamètre de filtre.

$d_{85}$  : Diamètre du sol à protéger.

**B- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (III.08)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (III.09)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

$D_{15}, D_{50}$  : Diamètre de filtre.

$d_{15}, d_{50}$  : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :  $d_{15} = 0,000005\text{mm};$   
 $d_{50} = 0,0057\text{mm};$   
 $d_{85} = 0,035 \text{ mm}.$

La première couche du filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,0062 \text{ mm} < D_{15} < 0,0208 \text{ mm} ;$$

$$0,068 \text{ mm} < D_{50} < 0.33\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :  $D_{15} = 0,02 \text{ mm} ;$

$$D_{50} = 0,3 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche

$$d_{15} = 0,001 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,013 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,05 \text{ mm}.$$

- $0,012 \text{ mm} < D_{15} < 0.04 \text{ mm}$
- $0.156 \text{ mm} < D_{50} < 0.754\text{mm}.$

D’où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.03 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 0.66 \text{ mm}.$$

**C- Vérification de l’absence de renard dans le sol des filtres**

**C.1.Filtre 1**

- **Condition 1**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n}$$

$$n = n_0 - 0.1 \log(\eta)$$

D’après la courbe granulométrique du sable :

$D_5 = 0,0003\text{mm} ; D_{10}=0,0004 \text{ mm} ; D_{15}=0,0006\text{mm};$   
 $D_{17}=0,00065\text{mm} ; D_{50}=0.0068\text{mm}; D_{85}=0.04\text{mm} ; D_{60}=0.01\text{mm}.$   
 $\eta=D_{60}/D_{10} =25$  Coefficient d’hétérogénéité ;

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n = 0,26 ;$$

$$D_5/D_{17} = 0,46 > 0,43$$

La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Condition 2:** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0006}{0,04} = 0,015 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

**C.2.Filtre 2**

- **Condition 1**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log(\eta)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,0004 \text{ mm} ; D_{10} = 0,00045 \text{ mm} ; D_{15} = 0,00078 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,0008 \text{ mm} ; D_{50} = 0,008 \text{ mm} ; D_{85} = 0,05 \text{ mm} ; D_{60} = 0,012 \text{ mm} .$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 26,66 \text{ Coefficient d'hétérogénéité.}$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n = 0,26 ;$$

$$D_5/D_{17} = 0,5 > 0,45 ;$$

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Condition 2 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,00078}{0,05} = 0,0156 < 4$$

La condition est vérifiée.

**Conclusion:** On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

**D- Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain**

Condition de perméabilité :  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  ..... (III.10)

$D_{15}$  : diamètre correspondant à 15% du drain;

$d_{15}$  : diamètre correspondant à 15%de l'argile;

$D_{15} = 0,02$  mm

$d_{15}=0.0006$ mm.

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,02}{0,0006} = 33,33 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots(III.11)$$

$D_{15}$  : Diamètre correspondant à 15% du drain.

$d_{15}$  : Diamètre correspondant à 85%de l'argile.

$D_{15}=0.03$ mm

$d_{85} =0,05$  mm

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,03}{0,05} = 0,6 < 5$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

La condition assemblée les deux sont :  $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$  donc est vérifié.

### III.2 Etanchéité du barrage

Même si la fondation rocheuse est réputée imperméable, un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de la digue.

#### III.2.1. La clé d'ancrage

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de

ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 3.5 m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

On prend :  $b= 4$  m. Les talus  $m_1=m_2=1$ .

### III.2.2. Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

### Conclusion

D'après l'étude détaillée de notre variante, on a retenu les résultats suivants :

- ✓ Type du barrage : terre homogène ;
- ✓ Classe de l'ouvrage : deuxième catégorie ;
- ✓ Hauteur : 58 m ;
- ✓ Fruit amont :  $m_1=3,0$  ;
- ✓ Fruit aval :  $m_2=3,0$  ;
- ✓ La largeur du couronnement : 10 m ;
- ✓ Longueur transversale du barrage : 355 m ;

# CHAPITRE IV

## ETUDE D'INFILTRATION

## Introduction

Dans un barrage en remblais, le matériau de construction est un sol, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau convenablement mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

### IV.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

#### A- les fuites diffuses

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

#### B- La surélévation de la ligne de saturation

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

### IV.2. Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

**IV.3. La ligne de saturation**

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(IV.1)$$

On a :  $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV.2)$

Avec :

- d<sub>0</sub> : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b ;
- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ; (déterminé graphiquement) ;
- h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

Niveau de La Retenue Normale (NNR), (h=5 3 m) on aura :

D'où b= 168 m

L'emprise de barrage : L<sub>b</sub> = 355m

$$L_d = 133,5$$

$$d = L_b - 0,7 . b - L_d \text{ d'où } d = 103,9 \text{ m}$$

On aura donc : Y<sub>0</sub> = 12,74 m.

$$Y = \sqrt{162,31 + 25,48X}$$

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

Donc Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du barrage est déterminé par l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos\alpha}$$

α : angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de CASAGRANDE on détermine  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

$$\rho = \frac{Y_0}{1 - \cos \theta}$$

P : rayon polaire

θ : angle polaire avec l'axe de la parabole.

On a : α = 60° D'où ρ=a+ Δa= 25,48 d'où :  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,32$

D'après la résolution des 2 équations : Δa=8,15m, a=17,33m

Connaissant « a » et « Δa », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

**Tableau IV.01** : Coordonnées de la ligne de saturation

X	Y
0	12,74
5	17,02
10	20,42
15	23,33
20	25,92
25	28,27
30	30,44
35	32,47
40	34,37
45	36,18
50	37,90
55	39,54
60	41,12
65	42,64
70	44,11
75	45,53
80	46,91
85	48,25
90	49,55
95	50,82
100	52,06
103,9	53,00

**IV.4. Calcul d'infiltration**

**IV.4.1. Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue**

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q=K.I.A \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 5 .10-6 m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

q: Débit d'infiltration en (m<sup>3</sup>/s/ml).

Le gradient hydraulique est déterminé par:  $I = K_y \frac{d_y}{d_x}$  et  $A = y.I$

Donc :  $q = K_y \frac{d_y}{d_x}$  ..... (IV.4).

Avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'ou  $q = K.y_0$  m<sup>3</sup>/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc =q.L.

L :la longueur du barrage, L=226m.

**Tableau IV.02 :** Débit de fuite à travers la digue

<i>Y0 (m)</i>	<i>K (m/s)</i>	<i>q (m3/s/ml)</i>	<i>Q(m3/s)</i>
12,74	1,17.10-6	1,49.10-5	3,37.10-3

**IV.4.2. Fondation**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.3):

$q_n = K.I.A$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. (K=1,3.10-6 m/s)

I: gradient hydraulique.  $I = H_1/L_b$  ..... (IV.5).

(H<sub>1</sub> : Charge d'eau dans retenue, L<sub>b</sub>= 355 m L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur.  $A = T.1$  (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où  $q_n = K.I.T$

**Tableau IV.03 :** Débit de fuite de la Fondation

<i>Hb (m)</i>	<i>I</i>	<i>K (m/s)</i>	<i>q (m3/s/ml)</i>	<i>Q(m3/s)</i>
53,0	0,149	1,3.10-6	5,82.10-7	13,16.10-5

**IV.4.3. Barrage (digue+fondation)**

Le débit total d'infiltration (en m<sup>3</sup>/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

**Tableau IV.04 :** Débit de fuite de barrage

<i>Digue</i>	<i>fondation</i>	<i>Barrage</i>
3,37.10-3	13,16.10-5	3,5.10-3

**IV.5. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage**

**IV.5.1. Dispositif d'étanchéité**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots(IV.6)$$

$\Delta H$  : Charge d'eau dans la retenue.

$\delta n$  : Epaisseur moyenne de la digue.

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

**Tableau IV.05 :** Classification des barrages.

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la II classe

**Tableau IV.06:** Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II classe, alors on prend  $I_{adm}=1,15$

Donc :  $\Delta H=56,1$  m;  $\delta n=93$  m;

$$I = 0,6 \leq I_{adm}$$

D'ou La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

**IV.5.2. Fondation du barrage**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

$I_{cr}$  : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.07** : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Type de Sols	$I_{cr}$
Argile	1.2
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

$K_s$  : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

**Tableau IV.08** : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
$K_s$	1.25	1.20	1.15	1.10

$I_f$  : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots (IV.8)$$

$T_c$  : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ( $T_c = 3$  m)

$\Delta H$  : charge d'eau ( $H = 56,1$  m).

$L_b$  : largeur à la base du barrage ( $L = 355$ ).

On a donc :  $I_f = 0.157$

Notre barrage appartient à la II classe ce qui donne ( $K_s = 1,20$ ).

Les fondations calcaires dures limoneuses, donc:  $I_{cr} = 0.65$

On a donc :  $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,542$

**Conclusion**

On remarque que  $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ , donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

# CHAPITRE V

## ETUDE DE STABILITE

## V.1. Calcul de stabilité

### V.1.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (**Méthode de FELLENIUS**) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et ou déterminer à priori.
- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

A-Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- ❖ Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
- ❖ Glissement en cascade.
- ❖ Glissement, puits renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

B-l'instabilité mécanique en fondation.

### V.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus aval).

- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le tableau 1.

**Tableau V.01:** Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,2$ .
- Avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,05 - 1,1$ .

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

**V.1.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches)**

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b=58m$ ).

( $K_1-K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

**Tableau V.02 :** valeurs de  $K_1$  et  $K_2$ .

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

**Pour notre cas**

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	58	133,4
Aval	2,5	0,875	2,025	50,75	117,45

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

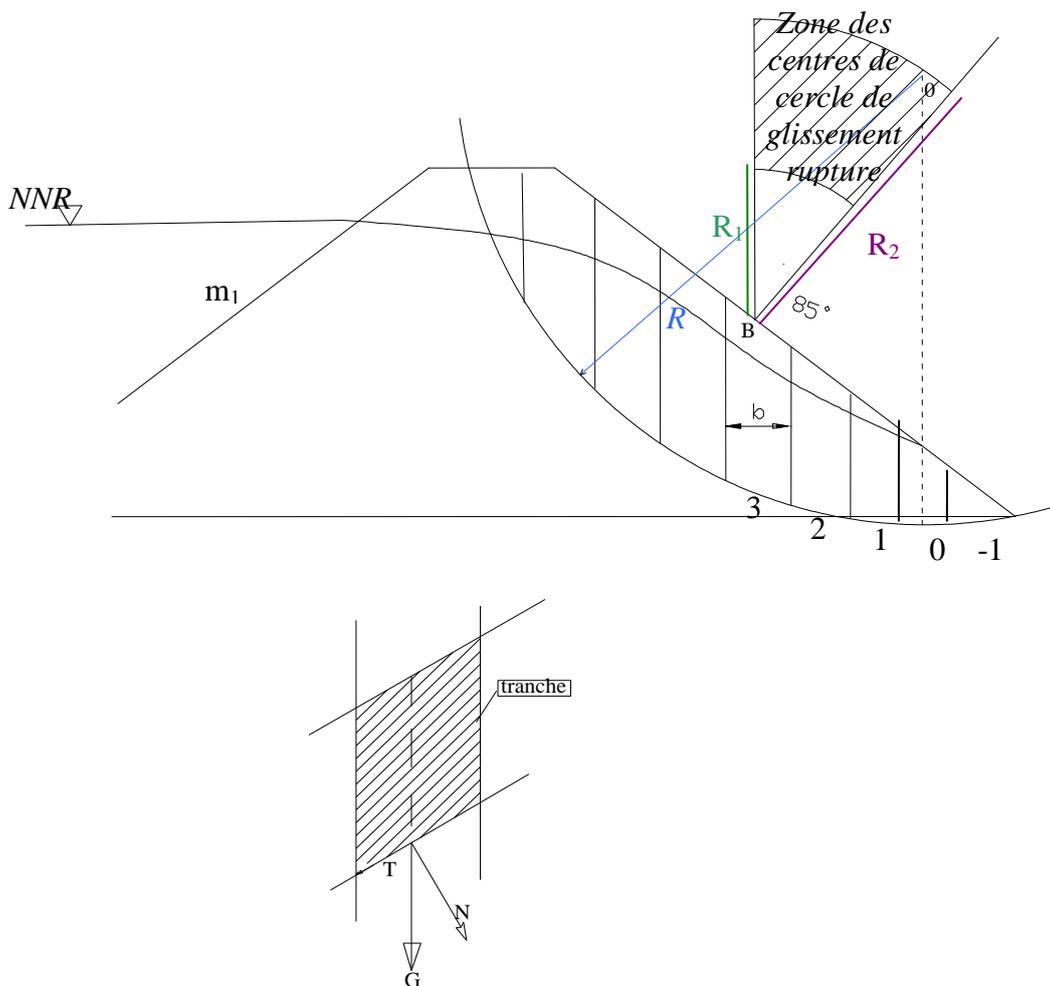


Figure V.01 : Schéma de calcul de stabilité

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$

Avec :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

**V.1.3.1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche**

**A-Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ ..... (V.01)

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches;

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

$\gamma_3$ : densité de l'assise;

$b$  : largeur de la tranche.

**B-Force de pression interstitielle**

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.02)$$

$U$  : pression interstitielle;

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 1 \text{KN/m}^3$ ;

$h$  : hauteur de la tranche.

**C- Forces de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.03)$$

$c$  : Cohésion du sol (Matériau).

**D- Forces dues au séisme**

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.04)$$

$a$  : Coefficient de séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche.

**V.1.3.2. Classement des forces**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

**a. Force de frottement**

$$F_f = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \dots\dots\dots (V.05)$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

$dl$  : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b. Force de cohésion**

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots\dots\dots (V.06)$$

Avec : 
$$dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

$R$  : rayon de la courbe de glissement;

$B_i$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R. \dots\dots\dots (V.07)$$

➤ **Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ( $\mathbf{N}_t$ ), (force de cisaillement) du poids ( $\mathbf{G}_n$ ) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.08)$$

**Remarque**

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \operatorname{Sin}^2 \alpha}$$

**V.1.3.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**

Le coefficient « $\mathbf{Ks}$ » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**a) Retenue pleine :**

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_n \operatorname{Sin} \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.09)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(Nn - pi)tg \phi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.10)$$

K<sub>ss</sub> : coefficient de sécurité sans séisme;  
 K<sub>as</sub> : coefficient de sécurité avec séisme.

**b) Retenue vide (fin de construction)**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.11)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.12)$$

**c) Vidange rapide**

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg \phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.13)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg \phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.14)$$

**Tableau V.03 :** Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
γ <sub>sat</sub>	t/m <sup>3</sup>	2,18
γ <sub>d</sub>	t/m <sup>3</sup>	2,02
γ <sub>fond</sub>	t/m <sup>3</sup>	2,67

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau (V.04) et les schémas de calcul de stabilité sont représentés dans la planche N° 07

**Tableau V.04** : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme 1,05÷1,1	Sans séisme 1,15 ÷ 1,2
<b>Fin de construction</b>	<b>Talus amont</b>		
	R= 123,35m	2,53	1,24
	R= 124,00m	2,54	1,25
	R= 125,47m	2,57	1,28
	R= 126,76m	2,55	1,27
	R= 129,00m	2,58	1,28
	<b>Talus aval</b>		
	R= 99,84m	2,56	1,31
	R= 103,00m	2,28	1,25
	R= 105,23m	2,31	1,24
	R= 108,21m	2,37	1,26
	R= 109,00m	2,22	1,21
<b>Fonctionnement normal</b>	<b>Talus aval</b>		
	R= 99,84m	2,5	2,61
	R= 103,00m	2,21	2,63
	R= 105,23m	2,24	2,58
	R= 108,21m	2,3	2,62
	R= 109,00m	2,16	2,57
<b>Vidange rapide</b>	<b>Talus amont</b>		
	R= 123,35m	2,34	1,15
	R= 124,00m	2,32	1,16
	R= 125,47m	2,37	1,18
	R= 126,76m	2,33	1,17
	R= 129,00m	2,36	1,17

**Conclusion**

Les résultats obtenus par calculs manuels suivant la méthode de Fellenius sont valable.

Le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible. Donc, la stabilité du talus est assurée.

# CHAPITRE VI

## ORGANISATION DE CHANTIER

## Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

### VI.1. Travaux de préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

#### VI.1.1. Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

#### VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour le ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton; et les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour les protéger contre la forte humidité.

#### VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins

Ce sont des ateliers de mécanique, d'électricité, de lavage et de graissage, de vérification et d'entretien; ce sont des installations provisoires.

Ces ateliers sont complétés par un magasin de pièces de rechange.

#### VI.1.4. Installation destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant

la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles...etc.

### VI.1.5.les moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

1. Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

2. En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique.

## VI.2.Planification

### VI.2.1.Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

### VI.2.2.Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

{ 108 }

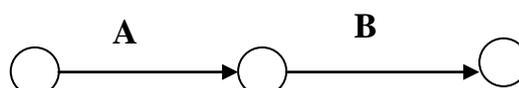
#### VI.2.2.1.méthodes basées sur le réseau

##### A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

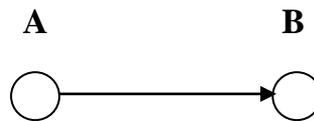
- Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



➤ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches  
 L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



**B .Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- 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.

**VI.2.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1<sup>ère</sup> phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

**2<sup>ème</sup> phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

**3<sup>ème</sup> phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

- Collection des informations ;
- Décomposition du projet ;
- Définition de la relation entre les tâches ;
- Attribution des durées;
- Construction du réseau.

**A. Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

- TR** : Temps de réalisation ;
- DCP** : Date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : Date de commencement au plus tard ;
- DFP** : Date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : Date de finition au plus tard ;
- MT** : Marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

**B. Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

**C. Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

**VI.2.3. Plannings :**

Il existe deux types de plan de travail :

**VI.2.3.1. plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

### VI.2.3.2. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

### VI.3 .Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

### VI.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** : Symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	C	3
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	D	4
Bétonnage de l'évacuateur de crue	E	4
Pré batardeau	F	2
Tunnel de dérivation	G	6
Puits des vannes	H	2
vidange	I	2
Prise d'eau et conduite	J	3
Batardeau	K	8
Excavation du barrage	L	5
Recharges du barrage	M	12
Travaux de finition	N	3

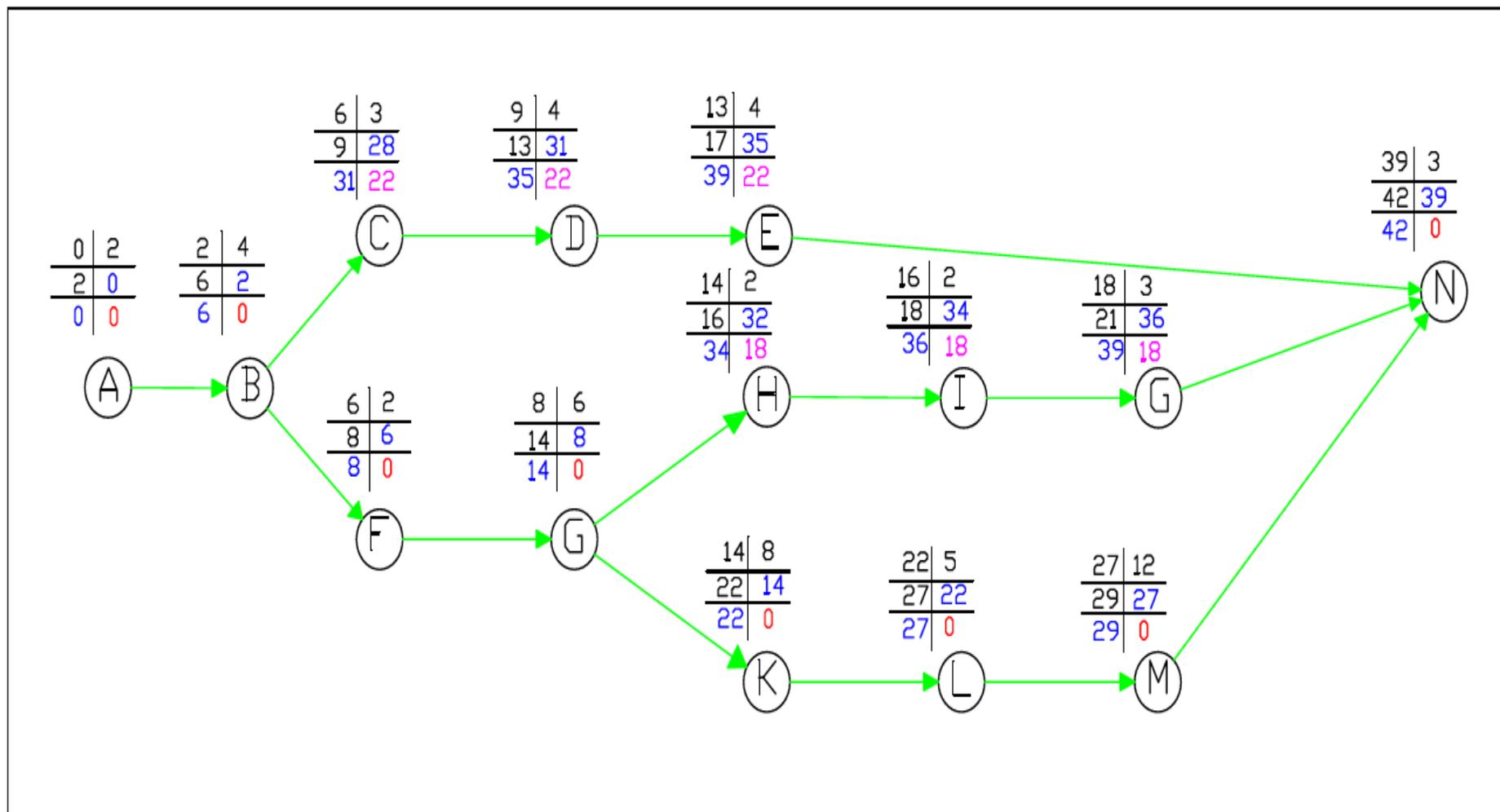
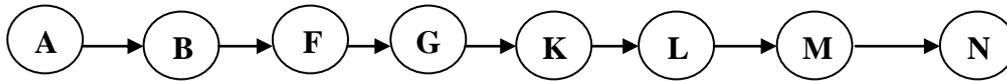


Figure VI.1 : Réseau à nœud

### VI.5 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



$$DTR = \sum TR = 2 + 4 + 2 + 6 + 8 + 5 + 12 + 3 = 42 \text{ moi}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **42** mois.

### Conclusion

En conclusion, la construction du barrage de *Koudiat Rosfa* devrait durer environ 4 années.

Tableau VI.3 : Programme des travaux pour la réalisation du barrage *Koudiat Rosfa*.

Temps (mois)	1 <sup>ère</sup> année						2 <sup>ème</sup> année						3 <sup>ème</sup> année						4 <sup>ème</sup> année			Observations
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	
Travaux routiers	2																					
Installation de chantier		4																				
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue				3																		
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue					4																	
Bétonnage de l'évacuateur de crue							4															
Pré batardeau				2																		
Tunnel de dérivation					6																	
Puits des vannes								2														
vidange									2													
Prise d'eau et conduite										3												
Batardeau									8													
Excavation du barrage												5										
Recharges du barrage														12								
Travaux de finition																					3	

# CHAPITRE VII

## AVANT METRE ET DEVIS ESTIMATIF

### VII.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif

Avant-métré c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage.

L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes.

Pour notre travail on s'intéresse au corps de la digue

### VII.2 Estimation du corps de la digue

La réalisation du corps de la digue du barrage de *Koudiat Rosfa* est composée des parties suivantes :

- ✓ Le décapage et les terrassements de l'assiette d'assise de la digue, des enclaves et des fouilles,
- ✓ Le remblaiement du corps de la digue en matériaux homogènes par couches successives avec compactage par engin compacteur et arrosage ainsi que les essais de laboratoire,
- ✓ Le système de drainage composé de différents filtres en sable et gravier de type bien spécifié,
- ✓ Les talus et leur protection en rip-rap,
- ✓ Aménagement de la crête en Bitume-Gravier,
- ✓ Installation de chantier
- ✓ Frais administratifs
- ✓ Frais d'ingénierie

Nous résumons dans le tableau VII.01 l'estimation grossière du coût du corps de la digue.

Tableau VII.01 : mètres et devis estimatif

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (DA)
Décapage de la terre végétal	m <sup>3</sup>	240	10981,9	2635656
Excavation en terrain meuble clef	m <sup>3</sup>	300	89530	26859000
Ciment pour injections	t	9500	7110	67545000
Recharge	m <sup>3</sup>	400	1367280,22	546912088
Draine	m <sup>3</sup>	600	32041,5	19224900
Filtre	m <sup>3</sup>	600	12213,55	7328130
Sable	m <sup>3</sup>	600	9345,22	5607132
Gravier	m <sup>3</sup>	600	3324,12	1994472
Rip-rap Amont	m <sup>3</sup>	1200	23387,2	28064640
Rip-rap Aval	m <sup>3</sup>	1200	12443,54	14932248
Bitume-Gravier	m <sup>3</sup>	3000	1965,11	5895330
	total constriction		726998596	
Travaux préparatoires et installations Env. 7% des coûts de construction	%	-	50889901,72	
	total constriction		777888497,7	
Frais administratifs 3% du coût de construction	%	-	23336654,93	
	total constriction		801225152,7	
Frais d'ingénierie 7% du coût de construction	%	-	56085760,69	
	<b>COUT TOTAL DA</b>		<b>857 310 913,3</b>	

Tableau VII.02 : Récapitulatif des coûts et coût total de la digue

Désignation	Prix (DA)
la digue	726998596
Travaux préparatoires et installation	50889901,72
Frais administratifs	23336654,93
Frais d'ingénierie	56085760,69
Coût Total de la digue	<b>857 310 913,3</b>

Le coût estimatif global de la digue du barrage de *Koudiet Rosfa* Wilaya de *Tissemsilt* est de :

**Huit Cent séquent-sept Millions trois Cent dix Mille nef cent trèsè Dinars  
trois centimes.**

# CHAPITRE VIII

## PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

**Introduction**

Dans le cadre d'une démarche préventive, la protection du travail prend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

On définit l'accident du travail comme : Un événement imprévu et soudain qui perturbe le déroulement normal des opérations. Il est dû à la rencontre d'un ensemble de circonstances qui peuvent causer ou ont causé soit une blessure, soit des dommages, ou les deux.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

**VIII.1. Causes, événement et conséquences**

Dans une organisation, un individu exécute une tâche, à un moment donné, dans un lieu (environnement), avec de l'équipement et/ou du matériel.

Normalement quand on effectue un travail, ces six composantes «fonctionnent» de façon parallèle pour produire le résultat désiré sans se nuire entre elles. Une perturbation au niveau de l'une ou de plusieurs de ces composantes provoque un fait accidentel. Fig (VIII-01) qui suit illustre le concept de l'accident.

**VIII.2. Mesures préventives**

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.

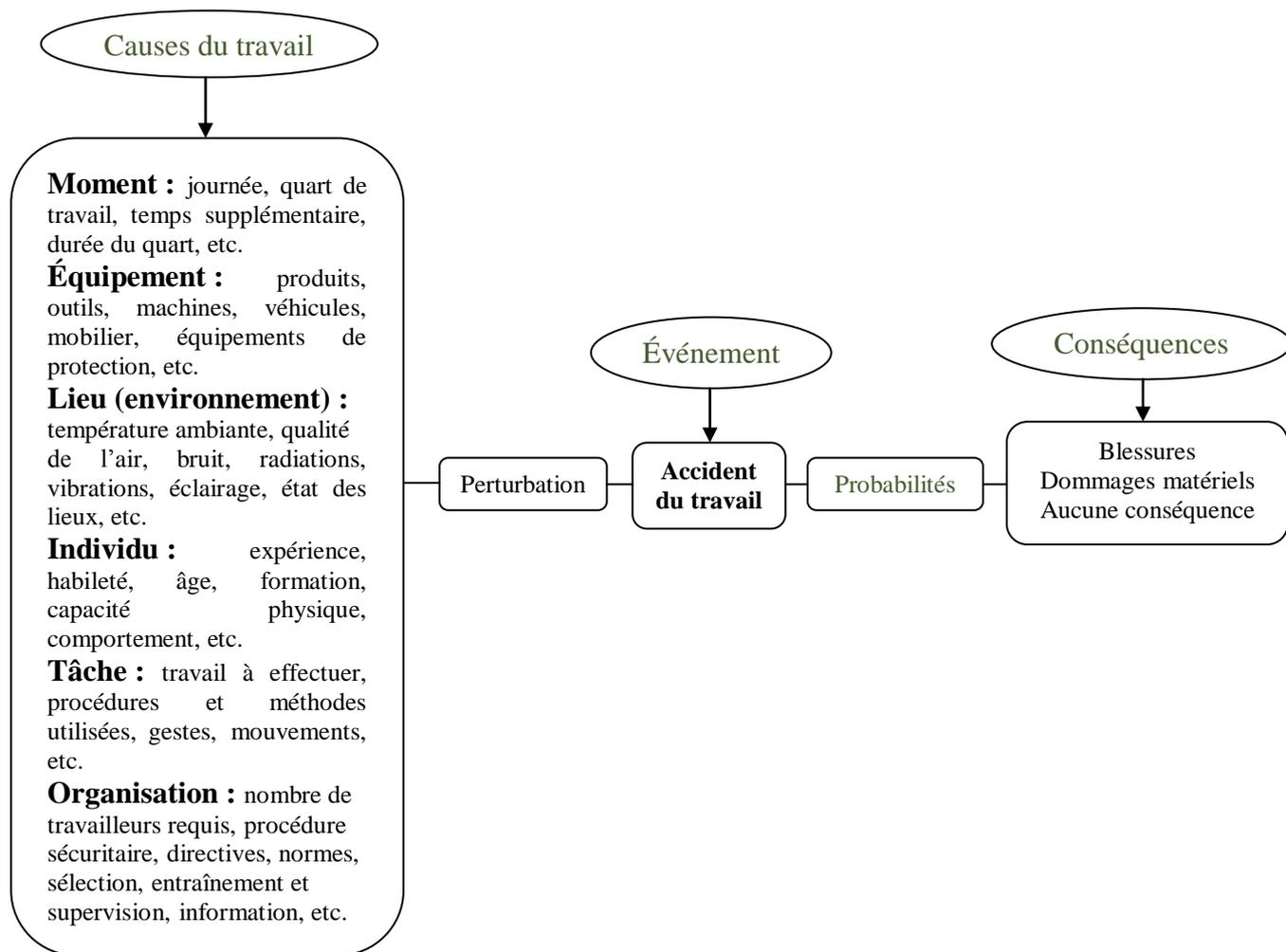


Figure VIII-01 : Accident du travail

### VIII.3. Détermination les causes des accidents du travail

Depuis la multiplication des accidents du travail, de nombreuses études ont été effectuées sur les causes de ces accidents. Ces études ont conclu à l'existence de nombreux facteurs qui sont propices à la survenance des accidents du travail.

#### Étapes de réalisation

1. Tout d'abord, la cause des accidents du travail se situe dans l'organisation du travail. Quand on vise l'organisation du travail, on pense à la flexibilité, aux horaires et rythme de travail et au manque de personnel. Mais aussi à la structure même du poste de travail comme la posture pénible, la manipulation de produits dangereux et les déplacements fréquents.

2. Ensuite, la survenance d'accident du travail peut être causée par la mise en place de critères de performance, exigeant une qualité, et alliée au non respect des consignes

de sécurité et à l'absence de protections individuelles ou collectives.

3. Mais encore, le salarié peut être la source des accidents du travail du fait de son âge, de son expérience et de ses relations avec la hiérarchie. En effet, lorsque les relations entre le salarié et son employeur sont tendues cela apporte davantage de stress et de tension. Par ailleurs, la pénibilité physique et mentale du travail n'est pas des causes à négliger. Elles sont aussi à la source des accidents du travail.

#### **VIII.4. Organisation de la prévention des accidents du travail**

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées fig (VIII-02) dans l'organigramme.

Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion. Parmi les principales fonctions du service de protection :

Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ; exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ; devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

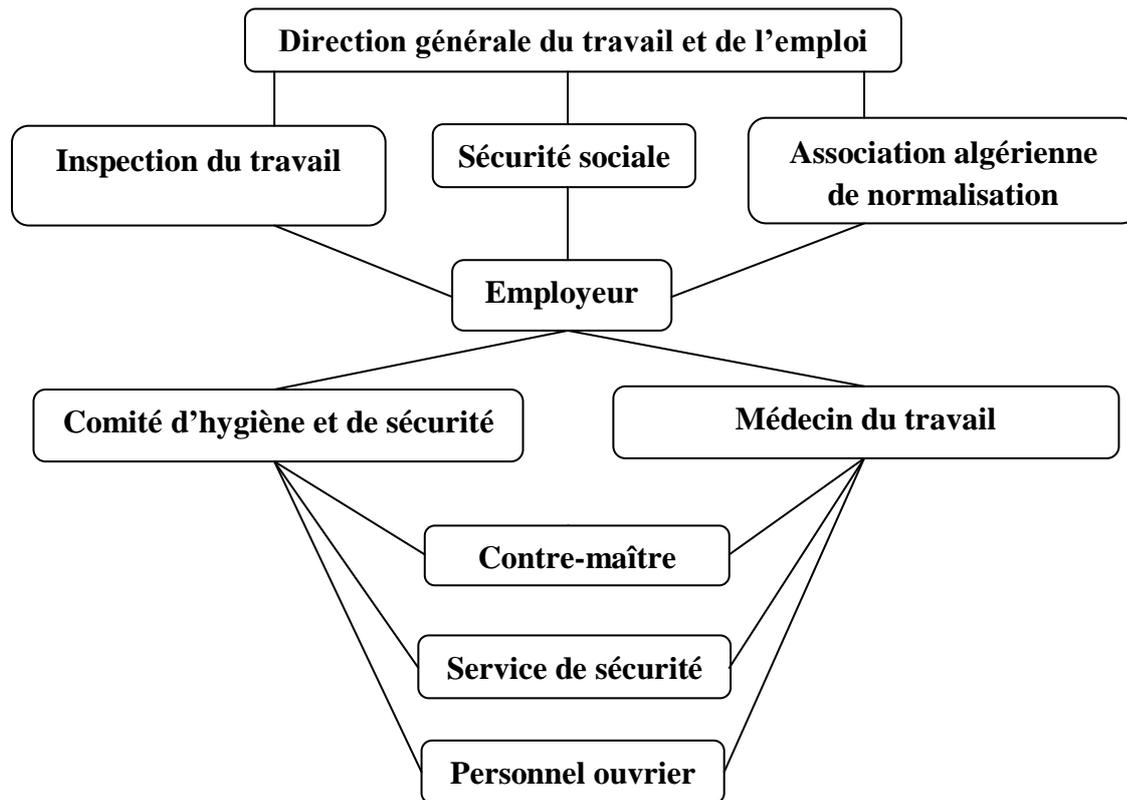
La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ; protection des membres inférieurs, protection des yeux, protection du tronc, protection de la tête et protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;

- Etre d'un entretien facile.



**Figure VIII-02 :** l'organigramme d'Organisation de la prévention des accidents du travail

### VIII.5. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- ✓ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- ✓ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- ✓ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de  $30 \text{ m}^3$  d'air frais par personne et par heure.

Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

$$Q = A_m \cdot N$$

Avec :  $Q$  : Débit d'air frais en  $(\text{m}^3/\text{h})$ .

$A_m$  : L'alimentation Minimum ( $A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$ )

$N$ : Nombre de personne dans le lieu à aéré.

### VIII.5.1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

#### VIII.5.1.1. Etude du réseau de ventilation

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

**A.** Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

**B.** Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

**C.** Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

**D.** Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

#### VIII.5.1.2. Dimensionnement d'un réseau de ventilation

Le dimensionnement d'un réseau de ventilation se fait par l'une des méthodes suivantes :

##### ❖ La méthode dynamique

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau VIII.1

**Tableau VIII. 1 :** vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	$(4 - 5) \text{ m/s}$	$(6 - 8) \text{ m/s}$
2	Conduite principale	$(4 - 5) \text{ m/s}$	$(6 - 12) \text{ m/s}$
3	Canalisations dérivées	$(2 - 5) \text{ m/s}$	$(3 - 6) \text{ m/s}$
4	Colonnes montantes	$(1,5 - 3) \text{ m/s}$	$(2 - 4) \text{ m/s}$
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	$(0,5 - 2) \text{ m/s}$	$(1 - 3) \text{ m/s}$

**❖ Méthode d'équi-friction**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

**❖ Calcul du diamètre des canalisations**

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :  $S = Q/V$  ( $m^2$ ).

$Q$ : débit d'air ( $m^3/s$ ).

$V$ : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

**Conclusion**

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques potentiels.

C'est un outil pédagogique très efficace pour la formation et la sensibilisation à la sécurité.

C'est le principal outil des partenaires de la sécurité dans le chantier pour le développement et le prolongement d'une politique de prévention planifiée, conçue comme élément de gestion de l'entreprise.

A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

Conclusion générale

## Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail à permis de tirer les conclusions suivantes.

D'un point de vue géologique, le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue, aussi bien pour le barrage que sa cuvette.

La topographie de la cuvette de *l'oued Fodda* est très plate à l'exception de quelques buttes rocheuses. Les pentes des rives sont assez douces et la vallée étroite.

On constate cependant un resserrement notable au droit de l'axe du futur barrage. On constate que les zones d'emprunt prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.

La quantité insuffisante de matériaux granulaires de qualité pour la fabrication de béton et le manque quasi total d'argile pour un noyau étanche de digue zonée favorise la construction d'une digue homogène, les seuls matériaux de construction disponibles en quantité importante à proximité du site étant les Argiles. Des matériaux pour la fabrication de béton doivent être amenés depuis une carrière.

La construction d'un barrage dans cette région va remédier au problème d'approvisionnement en eau d'irrigation auxquels sont confrontées les agricultures.

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique

Enfin, un barrage doit demeurer un ouvrage d'étude simple, de réalisation et d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité. Malheureusement, pour le concepteur d'un barrage, simplicité ne veut pas dire faciliter !

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**B. TOUAIBIA** "Manuel pratique d'hydrologie" Edition ENSH- Blida, 2004,166 p.

**B. TOUAIBIA** "Polycopis de cours de régularisations des débits " Edition ENSH- Blida, 2001,59 p.

**B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI** "l'expérience algérienne dans le domaine des études de retenues collinaires ", Edition ENSH- Blida, 2004,10p.

**BOUMESSENE .A** "les inondations dans la ville de Biskra courses et impacts" ; 2007 ,202p .

**DAR AL-HANDASAH** "Etude d'exécution et surveillance des travaux de construction du barrage *Koudiet Rosfa*",2005 ,181p.

**G.SANGLERAT ET AL** "problème pratique de mécanique des sols", 1981, 133p.

**GERARD DEGOUTTE** "petites Barrages, Recommandations pour la conception", Edition Cemagref, 2002,173p.

**M.DUNGLAS** "Cour d'ouvrages D'ART, les barrage,1<sup>ère</sup>,2<sup>ème</sup>,3<sup>ème</sup> partie " Edition ENSH- Blida, 320 p.

**M.K.MIHOUBI** " Guide pratique des citations et références bibliographiques" Edition ENSH- Blida, 2012,15 p.

**M.K.MIHOUBI et M.HASSANE** "Guide de calculs pratiques des infiltrations sous les ouvrages hydrothechnique" Edition ENSH- Blida, 2000,26 p.

**MICHEL AUBERTIN et al** " Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle", *École Polytechnique de Montréal*,26p.

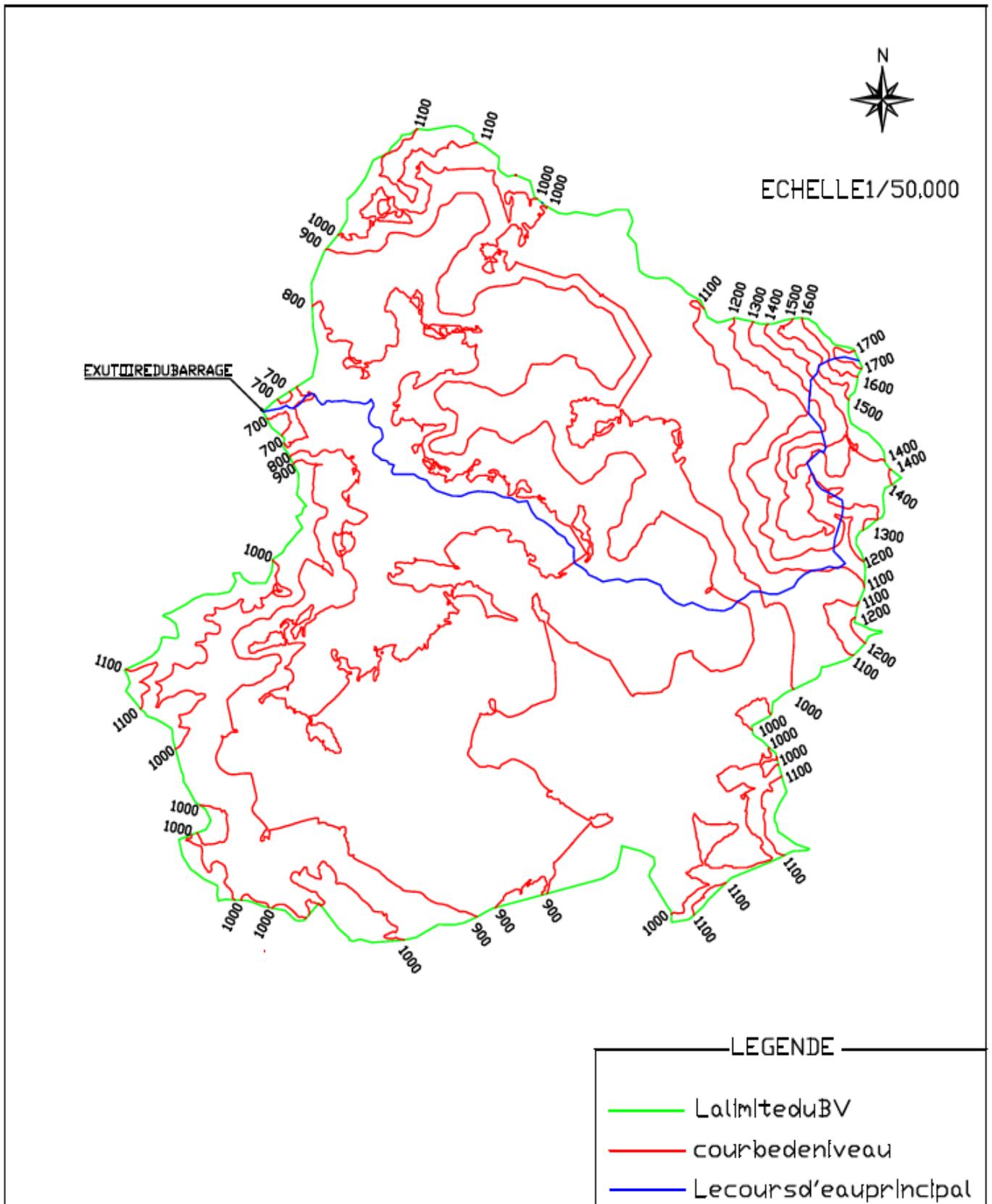
**V.AMBARTSOUMIAN** "Recommandations méthodologiques», Edition ENSH- Blida, 1994 ,70p.

**V.MERRIEN-SOUKATCHOFF** "Hydrologie et d'hydrogéologie", 2004,89p.

**YANN PELTIER, JOSE VALENCIA MACIAS** "Etudes et Impacts de l'implantation du barrage de Charlas", BEI ERE 2006.

# LES ANNEXES

# ANNEXE I



**Figure I. 01 :** bassin versant en courbes de niveaux

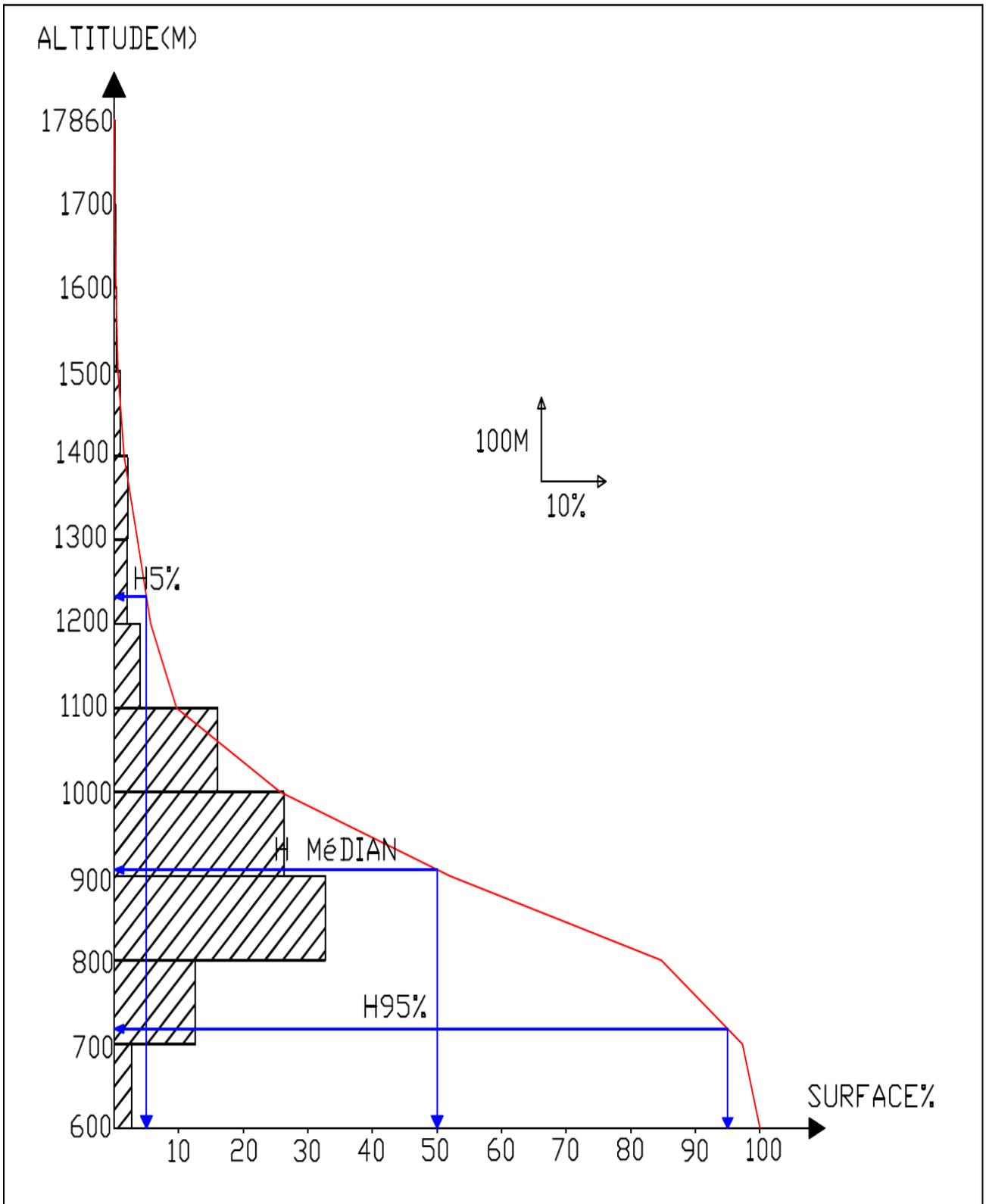
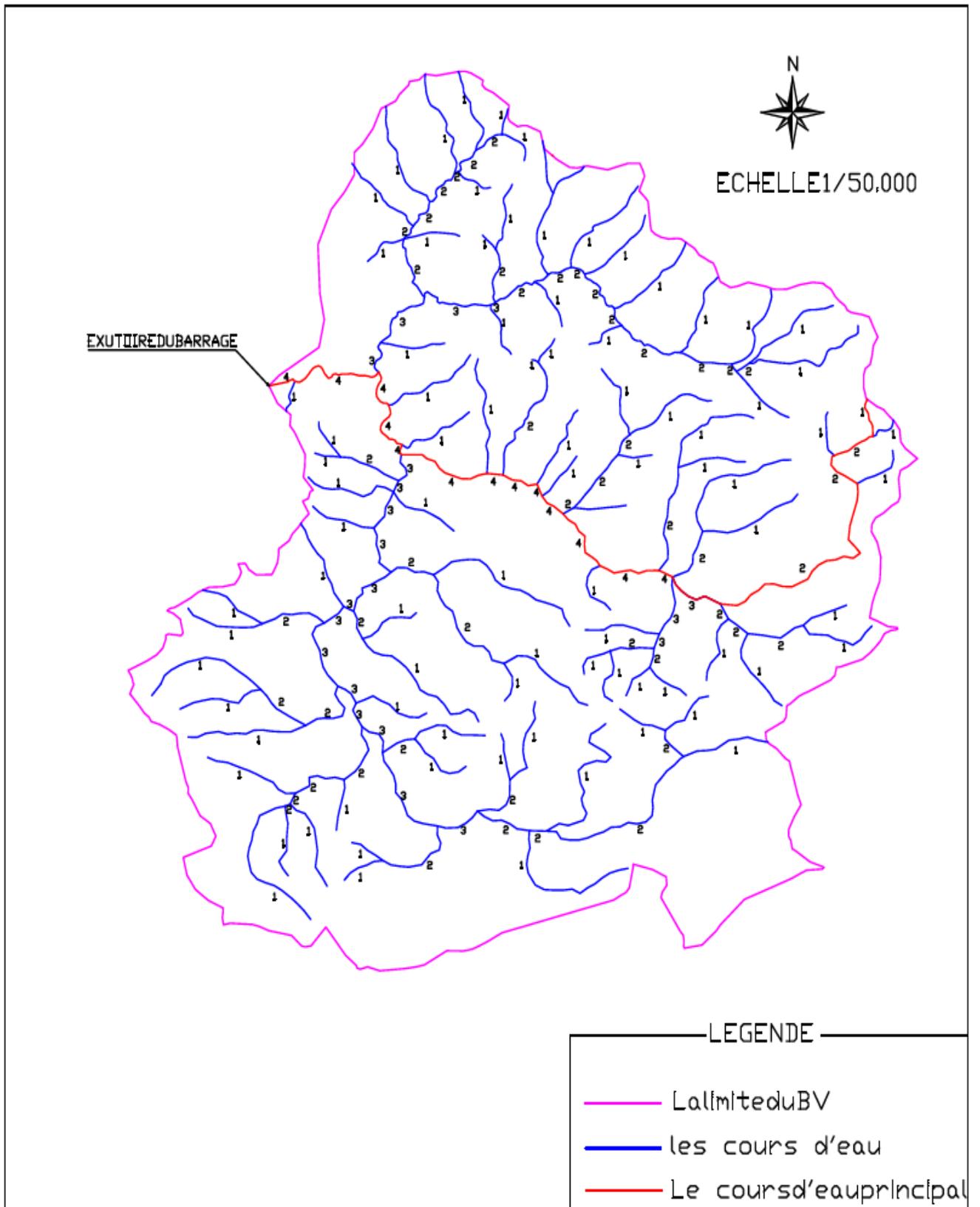
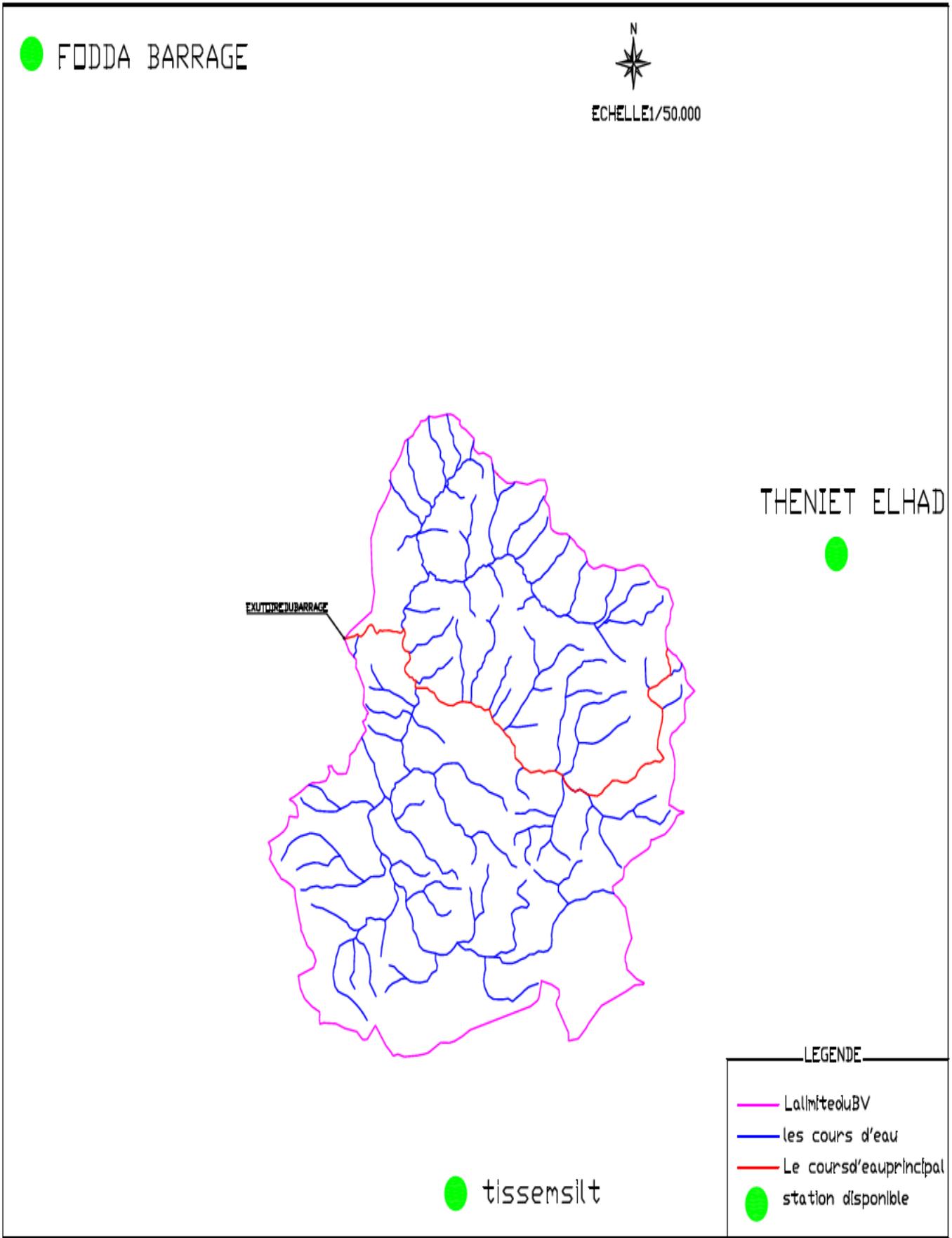


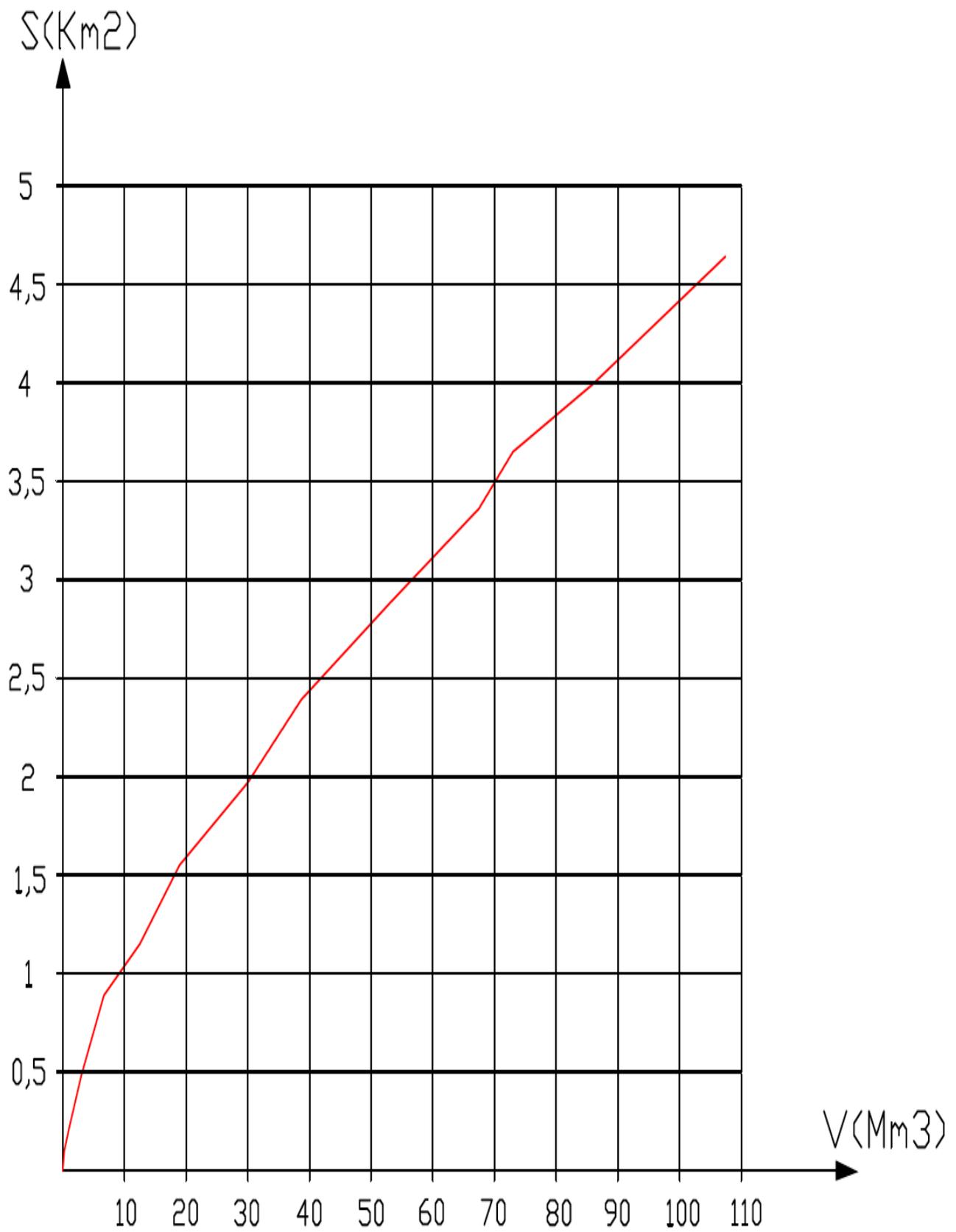
Figure I. 02 : Répartition et courbe hypsométrique



**Figure I. 03. :** Le réseau hydrographique du bassin versant



**Figure I. 04** Répartition des stations disponibles



**Figure I. 05:** courbes topographiques  $S=f(V)$

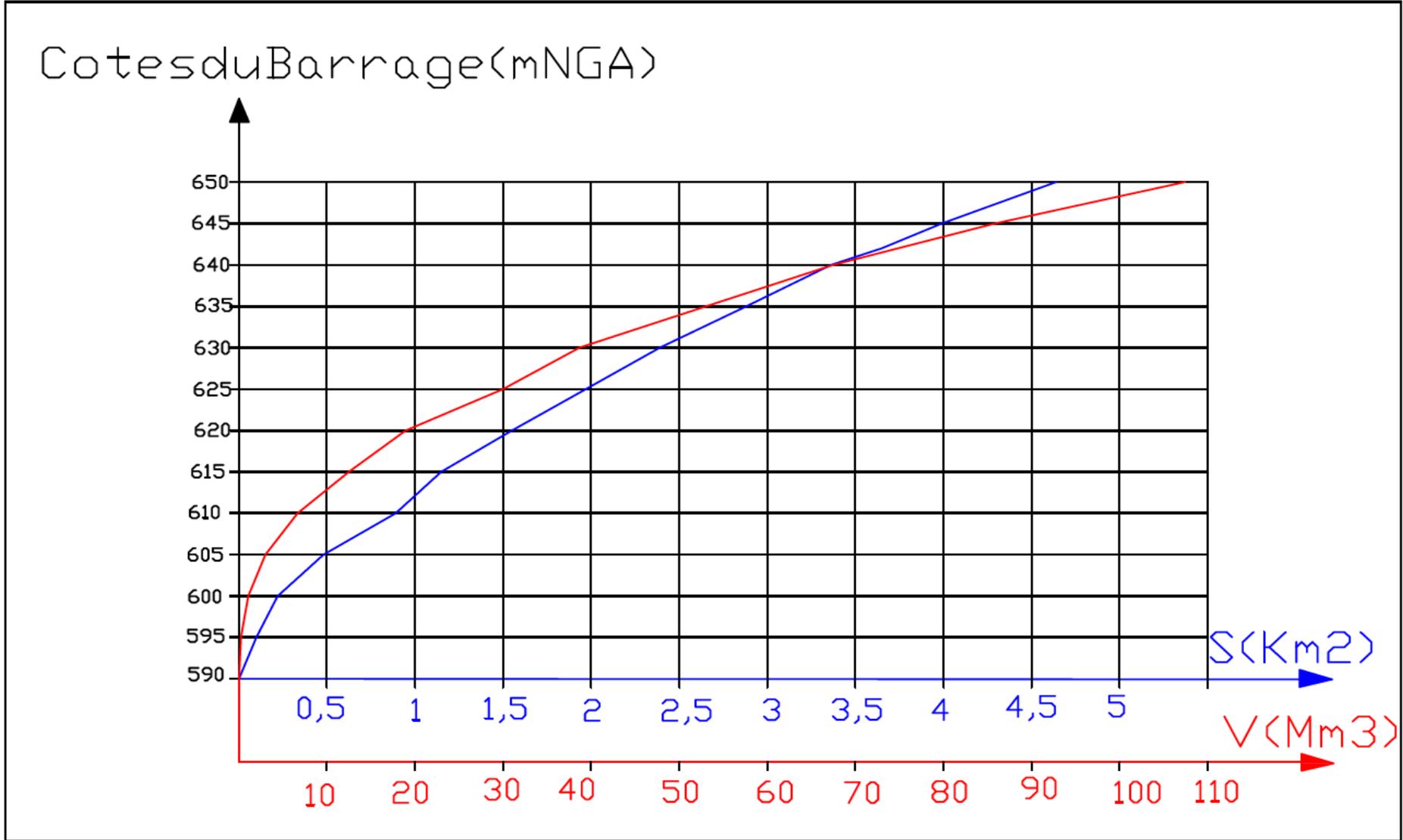


Figure I.06 : La courbe capacité Hauteurs

**Tableau I. 01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm)**

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1969	0,2	12,3	5,8	25,4	43	9,8	31,5	42,2	6,1	0,4	5,9	0,6	183,2
1970	28	9,8	132,8	31,5	52,4	25	31,7	59,9	41,5	0,4	0	0	413
1971	27,4	139,3	36,6	46,5	65,3	60,2	63,5	103,7	0	64,3	0	1,9	608,7
1972	37,8	2	15	160,7	10,4	109,1	257,4	98	10,6	14,2	0	0	715,2
1973	23,2	72	46	3,6	15,3	79,3	142,1	87	47,3	30,6	2,1	9,9	558,4
1974	5,7	1,2	119,1	70,2	54,7	182,2	55,3	50,5	49,6	14	20,5	8,5	631,5
1975	46,6	130,3	61,5	97,4	70,3	28	14,9	51	54,1	27,3	0	3,1	584,5
1976	6,2	43,6	52,4	54,8	121	28,1	93,5	47,3	55,7	0	0	20,7	523,3
1977	0	137,9	64,4	9,2	109,1	124,9	96,2	65,7	14,2	44,3	2,6	0,4	668,9
1978	145,6	86,5	62,9	14,1	61,5	56,5	153,5	82,6	39,1	1,6	0	6,6	710,5
1979	18,9	9,5	57,7	203,5	5,3	117,9	33,6	53,8	14,2	4,2	1,2	21,6	541,4
1980	7,6	12,1	0	80,3	113,2	76,4	20,9	55,4	58,5	61,6	0	0,7	486,7
1981	9,2	96,3	109,2	42,5	0	33,2	20,7	11,1	1,7	0	2	1,5	327,4
1982	0	2,6	53,5	59,8	64,6	36,3	44,8	37,5	51,1	22,4	0,2	0,3	373,1
1983	26,6	112,2	63	41,9	52,5	94,5	82,1	4,5	80,5	0	0	30	587,8
1984	25,2	3	68	80,4	137,2	121,6	116,3	15,8	8,1	8,3	0	1,8	585,7
1985	29,3	48,1	73,4	52,3	127,3	211,4	13,3	0	4,6	12,1	58,9	11,3	642
1986	6,8	47,1	94,6	39,5	30,8	19,7	40,1	35,6	41,9	12	0	0	368,1
1987	17,2	49	25,1	106	16,1	51,1	70	61,8	15	34	6,9	33,5	485,7
1988	27,9	11,5	39,4	40,9	91,4	0	72,6	57	75,6	4,5	18	2,5	441,3
1989	34,1	9,2	59,7	74	66	73	180	26,6	13,6	3,5	4,2	23,6	567,5
1990	15,6	72,2	24,4	12,6	143	15,3	91,3	93	63,3	13,5	17,2	3,6	565
1991	15,4	36,5	32,7	57,8	8,7	61,2	22,9	55,3	57,3	0	0	23,7	371,5
1992	30	41,2	40,2	63,1	57,8	81,1	4,4	28,4	9,6	0	2,8	18,5	377,1
1993	107,7	73,6	14	48,9	87,4	26	67,6	18,4	11,3	12,9	0	13,9	481,7
1994	13,2	78,5	28,5	56,8	115,5	181	97	88,9	34,3	27,4	40,2	11,2	772,5
1995	21,9	43,6	22,3	73,7	82,8	13,1	1,5	154,3	45,7	0	0	17,8	476,7
1996	76,5	77,8	159,4	68	25,7	40,9	15,5	72,4	143,5	3,6	0	18,1	701,4
1997	32,5	37,2	40,3	41,2	140,5	92,4	123,6	1,5	4,6	1,6	0	14,2	529,6
1998	23,3	46,2	56,4	174,3	1,3	0	4,9	52,7	9,9	0	0	8,9	377,9
1999	36,9	55,1	124,8	97,3	239,5	49,3	3,4	44,5	38,5	1,6	0	5,6	696,5
2000	36,9	31,4	52	56,9	17	32,2	25,5	65,6	24,6	3	0	14,2	359,3
2001	4,6	21,1	121,3	42,8	222,9	152,8	11,4	65,2	15,2	22,6	24,8	9,4	714,1
2002	9,4	59,4	114,2	116,7	41	57,5	49,8	56,2	73,4	3,7	11,5	15,4	608,2
2003	26,7	24,3	47,2	89,6	94,1	93,8	41,1	29,5	10,2	4,1	0	0	460,6
2004	14,6	40	71,9	64,7	146,2	126	36,5	30,6	0	18,7	7,7	5	561,9
2005	52,6	0,7	2	63,4	23,6	59,2	135,2	102	16	8,4	2,2	7,9	473,2
2006	26,4	73,9	120,9	22	19,9	27,5	99,9	8,7	52	13,3	6,5	1,6	472,6
2007	42,3	72,6	115,6	92,9	77,1	41,2	99,2	79,7	32,7	2,3	0	22,8	678,4
2008	59,6	12,5	73,6	111,3	79,5	132,2	75,6	28,5	31	22,1	0	41,4	667,3
2009	10,5	87,9	84,8	66,1	62,1	123,8	45	65,8	68,8	19,7	45	1	680,5
moyenne	29,50	50,53	64,67	68,87	74,83	73,62	67,13	54,71	35,62	13,46	7,01	10,82	550,7475

Source : A.N.R.H

**Tableau I.02 : Pluies maximales journalières (mm)**

PJ max (mm)	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max
1969	0,2	6,8	5,8	14,3	18,3	8,3	8	19,4	3,6	0,4	5,4	0,6	19,4
1970	12,8	5,3	71,9	10,1	17,2	9,8	8,5	26,4	20,5	0,4	0	0	71,9
1971	11,5	56,1	16,4	11,2	22,8	34,7	20,2	75,4	0	12,8	0	1,3	75,4
1972	27,4	1,2	5,2	19,6	3,7	35,5	109,6	33,4	5,5	7,5	0	0	109,6
1973	10,2	25,2	14,1	3,4	10,7	26,5	22,6	62,7	16,8	30,2	2,1	3,2	62,7
1974	3,1	0,5	21,4	31,1	32,1	38,9	16,9	24,3	9,4	8,5	13,1	8,3	38,9
1975	26,2	22,7	32,8	32,2	16,4	7,8	14,9	18	21,4	24,5	0	1,6	32,8
1976	6,2	34,7	29,5	44,5	29,2	12,5	27,5	21,6	22,4	0	0	20,7	44,5
1977	0	39,4	21,2	3,1	26,9	33,5	40,9	26,1	10,5	15,5	2,6	0,4	40,9
1978	100,9	24	20,4	6,8	18,8	18	89,9	21,8	14,4	1,6	0	4	100,9
1979	4,1	4,5	14	64,2	3	34,2	9	12,7	11,5	2,6	1,2	8,3	64,2
1980	7,2	7,5	0	41,4	18,9	13,1	7,9	37	13,1	51,8	0	0,7	51,8
1981	5,6	39,9	16	13,2	0	12,2	13	6	0,6	0	2	1,5	39,9
1982	0	1,4	23,7	21	18,9	16,4	22,7	13,5	14,2	21,4	0,2	0,3	23,7
1983	25,6	66,5	18,2	8,2	15,9	26,6	17,3	3	19	0	0	30	66,5
1984	15	1,3	23	20,4	54,7	35	41	4	6,1	2,8	0	1	54,7
1985	11,8	16	41,9	12,7	54	54,2	8,4	0	2,5	5,6	41	6	54,2
1986	4,5	14,3	28,6	7,5	12,2	6,2	16,4	8,3	15,5	7,1	0	0	28,6
1987	11,9	38,7	7,3	38,8	5,5	32	47	12	6,7	13,8	5,9	21,5	47
1988	12	5,7	12	12,6	20,5	0	21,1	20,2	19	2	12	1,5	21,1
1989	6,5	3,1	10	14	17,2	20,5	66,4	9	6,5	2	1,6	14	66,4
1990	5,6	23	7,9	3,4	88,4	5	19,5	36,4	17,8	7,2	6,5	3,6	88,4
1991	9	20,3	10,1	20,8	2,1	17,3	6,8	20,6	29,6	0	0	8,5	29,6
1992	21,7	17,1	10,8	23,5	21,7	22,3	4,4	6,5	5,4	0	2,8	13,1	23,5
1993	90	15,6	6,3	23,5	21,3	12,4	27,3	7,4	5,8	10,4	0	7,8	90
1994	7,8	18,8	12,5	10,7	24,2	62,7	19,4	18,7	11,6	18,1	17,6	7,1	62,7
1995	13,1	21,4	11	23,7	15,4	10,7	1,5	45,1	14,9	0	0	9,1	45,1
1996	22,4	44,4	43,7	16,5	8,8	10,2	4,8	27,3	29,2	1,8	0	15,2	44,4
1997	27,6	17,1	15,2	14,6	54,6	27,5	33,2	1,5	2,3	1,6	0	7	54,6
1998	11,5	22,8	18,8	42,8	1,3	0	2,7	12,2	4,7	0	0	8,9	42,8
1999	21,8	18,6	47,8	26,6	82,9	14,2	3,4	17,1	19,8	1,6	0	2,9	82,9
2000	17,8	15,6	17,5	14,5	6,8	11,9	8,7	24,5	8,8	1,3	0	6,3	24,5
2001	2,3	18,3	57,1	9,7	38,5	75,4	6,9	16	9,5	9,6	13,2	3,3	75,4
2002	8,2	15,3	37,8	28,6	17,5	24,1	21,6	17,8	19,5	2,4	10,3	10,2	37,8
2003	10,3	15,3	27,6	12,5	55,6	13,6	7,5	16,5	7,6	4,1	0	0	55,6
2004	7,2	21,9	33,2	22	38,5	34,5	15,5	26,1		8,3	5,3	4,4	38,5
2005	13,1	0,5	2	10	6,7	14,6	60	23,1	4	7,9	2,1	7,4	60
2006	12,9	25,6	67,1	6,8	9,7	8,6	52,6	6	15,1	6,9	6,4	0,8	67,1
2007	15,7	15,1	34,6	26,5	16,5	9,5	36	21,3	9,5	1,9	0	18	36
2008	21,2	8,7	14,7	33,3	20,1	26,1	30	17	6,7	17,8	0	26,2	33,3
2009	9,2	27,7	22,6	15,5	20,5	30,3	26,5	21	22	7,9	27	1	30,3

Source : A.N.R.H

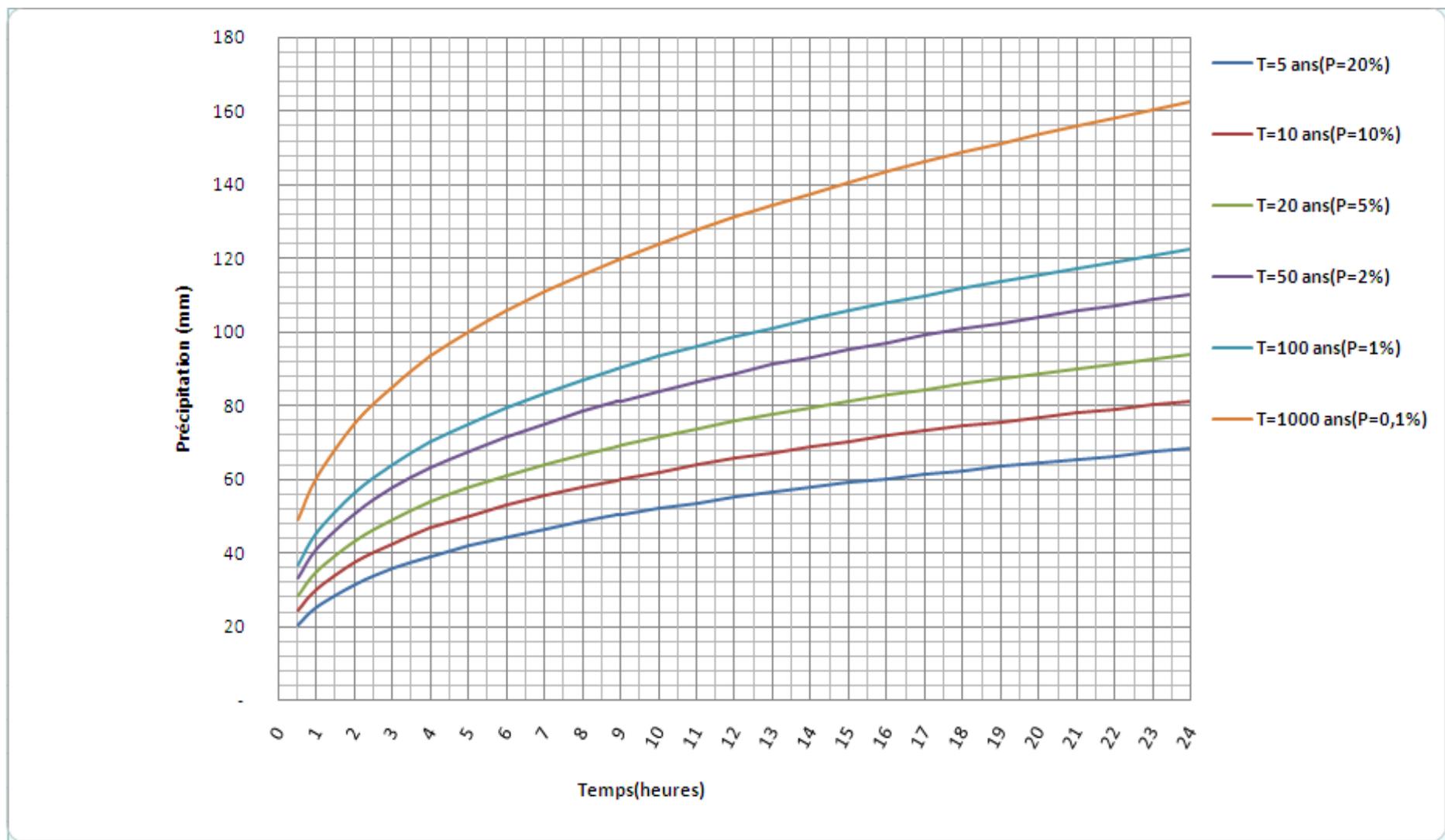
**Tableau I.03 : Série des apports (Mm3) de la station (012108)**

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AUT	TOTAL
1962	1,405	0	3,24	11,33	10,54	8,28	17,96	10,6	7,61	1,1	0,53	0,53	73,125
1963	1,365	7,43	4,7	26,4	10,4	8,69	8,83	7,11	3,45	1,43	0,72	0,74	81,265
1964	2,215	2,73	6,12	6,99	18,56	9,41	7,17	5,3	2,92	1,57	1	0,69	64,675
1965	1,005	2,32	14,83	6,34	31,27	14,22	21,61	23,58	10,26	3,33	1,45	0,7	130,915
1966	0,905	0	2,84	11,17	9,94	33,8	10,61	6,74	3,36	1,4	0	1,47	82,235
1967	1,465	2,55	1,98	13,43	27,52	23,45	15,24	13,07	5,82	1,75	0,78	0	107,055
1968	0,885	4,63	1,92	4,81	11,96	9,59	7,53	7,66	8,78	1,39	0	0	59,155
1969	0,695	5,76	1,93	4,67	11,54	9,21	9,02	10,38	4,18	1,75	0,57	0,57	60,275
1970	3,095	3,44	1,87	14,23	21,97	31,85	23,08	8,19	4,17	1,61	0,52	0,6	114,625
1971	0,695	16,25	12,59	8,8	21,55	28	11,84	11,93	10,59	2,37	0,6	0	125,215
1972	0,895	0	0	5,68	13,96	10,54	10,69	6,73	2,85	0,93	0,5	0	52,775
1973	0	3,19	2,13	4,62	10,86	21,75	16,12	27,58	7,15	2,59	1,54	1,66	99,19
1974	0	3,66	3,53	6,42	23,25	18,93	17,1	12,82	7,18	2,3	1,7	0	96,89
1975	1,915	2,48	2,07	5,22	9,48	21,49	12,21	8,81	4,67	2,24	0,53	0	71,115
1976	2,195	1,98	2,06	4,91	8,37	7,65	6,05	6,4	3,97	0,99	0	0,81	45,385
1977	3,555	3,97	6,57	9,89	19,99	12,64	14,57	8,87	3,4	0,93	0	0	84,385
1978	0	2,12	3,83	9,85	10,51	12,24	10,42	6,45	7,45	3,39	0,6	0,49	67,35
1979	0,995	2,76	7,47	17,68	24,08	16,37	18,45	12,05	7,5	2,14	0,84	0,8	111,135
1980	1,065	4,26	3,73	4,92	7,19	12,38	11,26	12,68	4,16	1,45	0	0	63,095
1981	0,995	4,7	4,18	9,02	35,59	15,09	13,63	11,83	3,92	2,07	1,03	1,27	103,325
1982	1,345	3,7	2,7	6,87	10,57	8,38	6,69	5,94	5,62	2,7	2,54	1,93	58,985
1983	2,095	19,18	3,66	5,18	8,35	10,85	7,08	8,25	4,55	3,44	1,95	1,34	75,925
1984	2,035	2,61	2,72	13,22	8,47	9,18	16,23	7,79	5,02	2,51	2,47	1,67	73,925
1985	1,195	2,26	2,79	21,4	13,36	12,54	17,69	12,95	9,9	2,72	2,21	2,37	101,385
1986	2,005	13,64	4,01	41,8	44,45	13,05	10,4	7,54	4,33	1,71	1,54	1,71	146,185
1987	2,035	2,58	2,11	5,04	14,84	12,9	9,24	19,4	11,31	3	2,13	2,34	86,925
1988	2,385	2,57	5,92	12,05	45,18	29,09	25	13,58	18,38	3,54	2,5	1,53	161,725
1989	2,195	4,03	3,14	7,34	11,04	22,71	15,47	15,61	6,15	2,77	0,93	0,97	92,355
1990	1,275	2,24	2,2	7,43	9,03	18,09	10,79	49,72	12	3,26	1,01	2,66	119,705
1991	1,255	3,36	3,64	4,91	7,48	12,34	18,98	10,18	5,39	1,52	1,23	2,48	72,765
1992	1,835	2,27	4,36	6,65	7,94	36,94	12,1	7,56	6,53	1,64	1,44	2,47	91,735
1993	1,955	7,79	6,2	11,66	16,79	13,56	10,83	8,86	4,76	2,27	1,25	1,48	87,405
1994	1,565	2,92	4,68	6,76	11,67	12,12	16,04	16,03	5,48	2,16	2,3	1,79	83,515
1995	1,785	6,31	3,26	6,11	11,14	14,97	29,63	10,95	4,45	2,7	1,64	1,7	94,645
1996	5,255	4,35	4,86	7,4	12,79	9,34	14,52	7,6	6,45	2,19	1,41	1,92	78,085
1997	1,545	2,76	3,3	17,69	11,6	14,72	9,57	8,8	4,49	2,25	1,73	2,3	80,755
1998	1,815	4,82	2,75	9,57	10,02	12,54	8,4	6,73	4,26	2,57	1,12	0,58	65,175
1999	0	8,32	7,43	13,12	9,25	9,17	7,23	5,76	3,25	1,35	1,54	0,56	66,98
2000	0,815	2,06	6,06	6,53	9,89	10,44	7,42	6,23	4,24	2,8	0,84	0,64	57,965
2001	1,265	3,91	3,89	6,53	11,16	11,59	12,91	6,83	4,37	1,47	0,79	0,69	65,405
2002	2,025	2,12	2,48	4,95	12,22	30,08	20,55	8,13	3,44	1,45	0,84	0,71	88,995
2003	2,255	5,22	2,42	6,03	9,15	25,75	10,54	5,87	3,33	1,42	0,84	0,7	73,525
2004	1,025	2,42	3,92	4,71	8,45	7,42	7,25	5,24	2,96	1,87	0,83	0,56	46,655
2005	1,225	2,3	2,13	4,98	7,7	7,21	8,13	5,47	4,35	1,26	0,93	0,68	46,365
2006	1,095	2,13	2,12	5,68	7,66	8,29	11,67	7,49	3,17	1,07	0,79	0,78	51,945
2007	1,065	2,55	2,51	4,71	11,03	7,53	7,26	10,48	3,91	1,12	0,75	0,76	53,675
moyenne	1,52	4,19	3,98	9,45	14,78	15,36	12,94	10,82	5,77	2,03	1,10	1,04	82,95

Source : A.N.R.H

**Tableau I. 04:** La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs

<i>Période</i>	5		10		20		50		100		1000	
<i>Fréquence (%)</i>	20		10		5		2		1		0,1	
$P_{maxj,p(\%)}(mm)$	68.232		81.322		93.878		110.13		122.31		162.55	
<i>T(h)</i>	$P_{maxj,p\%}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)										
0,5	20,55	41,10	24,49	48,98	28,27	56,55	33,17	66,34	36,84	73,67	48,96	97,91
1	25,48	25,48	30,36	30,36	35,05	35,05	41,12	41,12	45,67	45,67	60,69	60,69
2	31,58	15,79	37,64	18,82	43,45	21,73	50,98	25,49	56,61	28,31	75,24	37,62
3	35,81	11,94	42,68	14,23	49,27	16,42	57,80	19,27	64,20	21,40	85,32	28,44
4	39,15	9,79	46,66	11,67	53,87	13,47	63,19	15,80	70,18	17,55	93,27	23,32
5	41,96	8,39	50,01	10,00	57,73	11,55	67,72	13,54	75,21	15,04	99,95	19,99
6	44,40	7,40	52,91	8,82	61,08	10,18	71,66	11,94	79,58	13,26	105,77	17,63
7	46,57	6,65	55,50	7,93	64,07	9,15	75,17	10,74	83,48	11,93	110,94	15,85
8	48,54	6,07	57,85	7,23	66,78	8,35	78,34	9,79	87,01	10,88	115,63	14,45
8,91	50,19	5,63	59,81	6,71	69,05	7,75	81,00	9,09	89,96	10,10	119,56	13,42
9	50,34	5,59	60,00	6,67	69,26	7,70	81,26	9,03	90,24	10,03	119,93	13,33
10	52,01	5,20	61,99	6,20	71,56	7,16	83,95	8,40	93,24	9,32	123,91	12,39
11	53,57	4,87	63,85	5,80	73,71	6,70	86,47	7,86	96,03	8,73	127,63	11,60
12	55,04	4,59	65,60	5,47	75,73	6,31	88,84	7,40	98,66	8,22	131,12	10,93
13	56,42	4,34	67,25	5,17	77,63	5,97	91,07	7,01	101,14	7,78	134,41	10,34
14	57,73	4,12	68,81	4,91	79,43	5,67	93,18	6,66	103,49	7,39	137,54	9,82
15	58,98	3,93	70,30	4,69	81,15	5,41	95,20	6,35	105,73	7,05	140,51	9,37
16	60,17	3,76	71,72	4,48	82,79	5,17	97,12	6,07	107,86	6,74	143,35	8,96
17	61,31	3,61	73,08	4,30	84,36	4,96	98,96	5,82	109,91	6,47	146,07	8,59
18	62,41	3,47	74,38	4,13	85,87	4,77	100,73	5,60	111,87	6,22	148,68	8,26
19	63,47	3,34	75,64	3,98	87,32	4,60	102,44	5,39	113,77	5,99	151,19	7,96
20	64,48	3,22	76,85	3,84	88,72	4,44	104,08	5,20	115,59	5,78	153,62	7,68
21	65,47	3,12	78,02	3,72	90,07	4,29	105,66	5,03	117,35	5,59	155,96	7,43
22	66,42	3,02	79,16	3,60	91,38	4,15	107,20	4,87	119,05	5,41	158,22	7,19
23	67,34	2,93	80,26	3,49	92,65	4,03	108,69	4,73	120,71	5,25	160,42	6,97
24	68,23	2,84	81,32	3,39	93,88	3,91	110,13	4,59	122,31	5,10	162,55	6,77



**Figure I. 07** : Pluies de Courte durée.

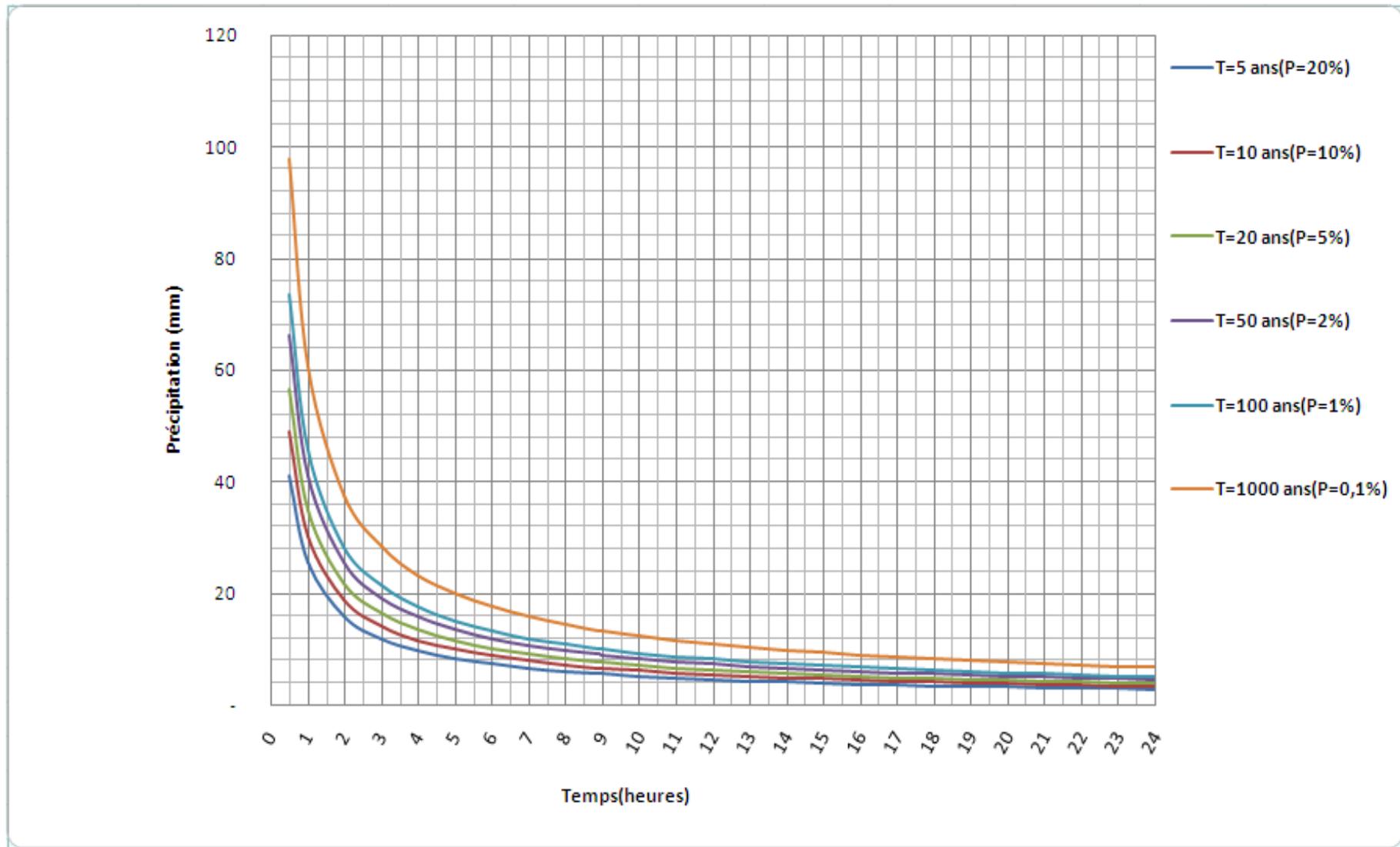


Figure I. 08 : Intensité –Durée -Fréquence

**Tableau I. 05:** les valeurs de débits de crues en fonction de temps

<i>Temps(h)</i>	<i>Période de retour (ans)</i>				
	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>50</i>	<i>100</i>	<i>1000</i>
0	0	0	0	0	0
1	6,87	8,30	10,11	11,53	14,93
2	27,49	33,21	40,43	46,13	59,70
3	61,85	74,73	90,96	103,79	134,33
4	109,95	132,86	161,70	184,51	238,81
5	171,80	207,59	252,66	288,30	373,14
6	247,39	298,93	363,83	415,15	537,33
7	336,73	406,87	495,21	565,07	731,36
8	439,81	531,42	646,81	738,05	955,25
<b>8,91</b>	<b>545,56</b>	<b>659,20</b>	<b>802,33</b>	<b>915,51</b>	<b>1 184,93</b>
9	500,91	605,25	736,67	840,59	1 087,96
10	458,77	554,33	674,70	769,87	996,43
11	419,06	506,35	616,30	703,23	910,19
12	381,71	461,23	561,37	640,56	829,07
13	346,65	418,86	509,81	581,72	752,91
14	313,81	379,17	461,50	526,60	681,58
15	283,11	342,08	416,35	475,08	614,89
16	254,47	307,48	374,24	427,04	552,71
17	227,84	275,30	335,08	382,34	494,86
18	203,13	245,45	298,74	340,88	441,20
19	180,28	217,83	265,13	302,53	391,56
20	159,21	192,37	234,14	267,17	345,80
21	139,85	168,98	205,67	234,68	303,74
22	122,12	147,56	179,60	204,94	265,25
23	105,96	128,04	155,84	177,82	230,15
24	91,30	110,31	134,27	153,21	198,29
25	78,05	94,31	114,78	130,97	169,52
26	66,15	79,93	97,28	111,01	143,67
27	55,53	67,09	81,66	93,18	120,60
28	46,10	55,71	67,80	77,37	100,14
29	37,81	45,69	55,61	63,46	82,13
30	30,58	36,95	44,98	51,32	66,42
31	24,34	29,41	35,79	40,84	52,86
32	19,01	22,96	27,95	31,89	41,28
33	14,52	17,54	21,35	24,36	31,53
34	10,80	13,04	15,88	18,12	23,45
35	7,77	9,39	11,43	13,04	16,88
36	5,37	6,49	7,90	9,02	11,67
37	3,53	4,26	5,19	5,92	7,66
38	2,16	2,61	3,18	3,63	4,70
39	1,20	1,45	1,77	2,02	2,61
41	0,58	0,70	0,85	0,98	1,26
41	0,22	0,27	0,33	0,37	0,48
42	0,05	0,06	0,08	0,09	0,12
43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

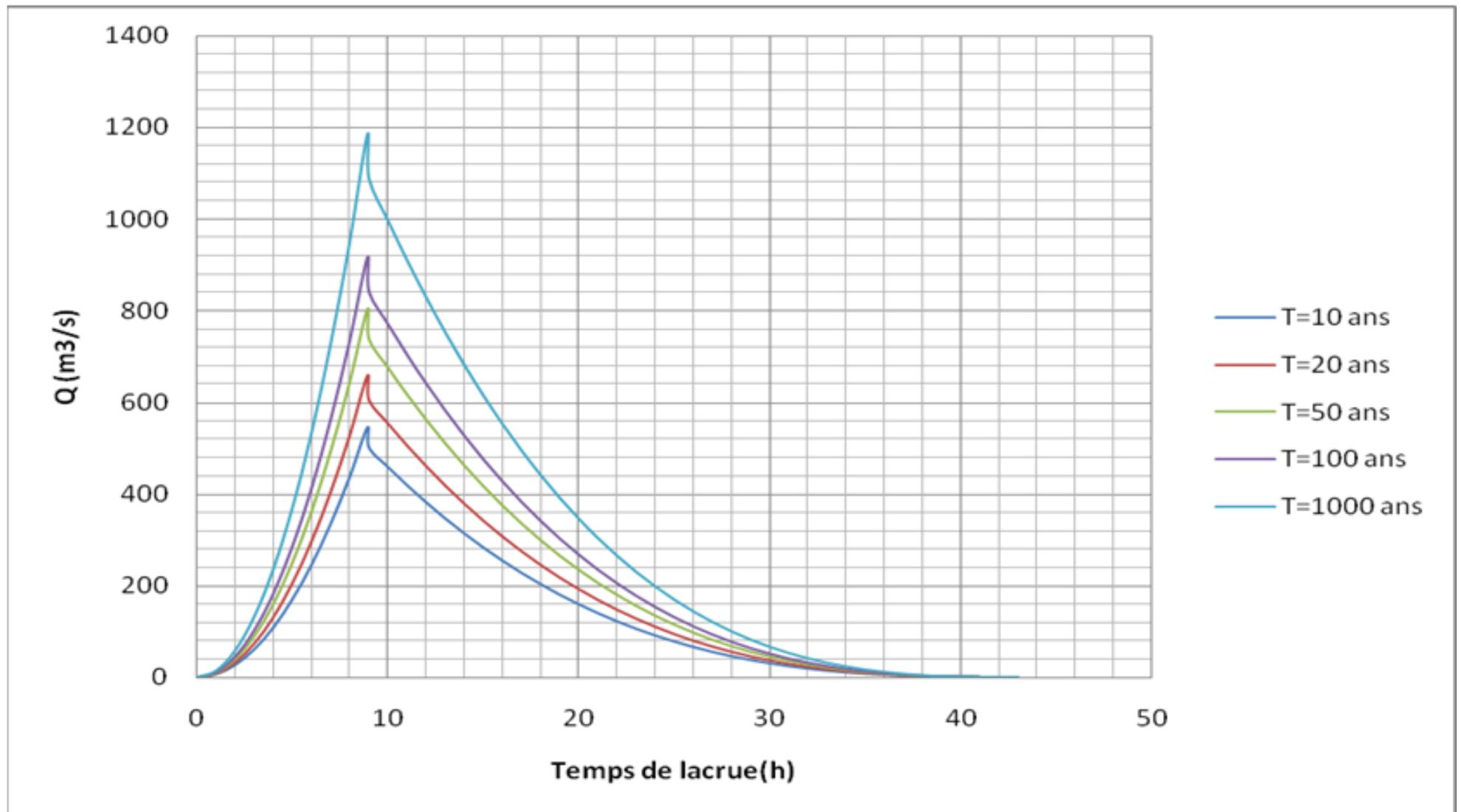


Figure I. 09 : Hydrogrammes des crues probables (par *SOKOLOVSKY*)

## **ANNEXE II**

### 1. volumes des matériaux pour la variante de la digue en terre homogène :

Profil	Li(m)	Gravier			Sable			Filtre			Drain			Recharge		
		Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )
1	12	8,32	11,78	141,36	6,7	10,64	127,68	9,44	14,48	173,76	40,02	52,96	635,52	580,32	926,34	11116,08
2	12	15,24	19,88	238,56	14,58	18,4	220,8	19,52	25,905	310,86	65,9	84,93	1019,16	1272,36	1963,07	23556,84
3	12	24,52	27,3	327,6	22,22	25,92	311,04	32,29	33,73	404,76	103,96	118,65	1423,8	2653,78	3333,54	40002,48
4	12	30,08	31,28	375,36	29,62	30,09	361,08	35,17	42,035	504,42	133,34	145,41	1744,92	4013,3	4374,235	52490,82
5	12	32,48	33,91	406,92	30,56	31,38	376,56	48,9	41,7	500,4	157,48	135,065	1620,78	4735,17	4395,885	52750,62
6	12	35,34	42,31	507,72	32,2	39,97	479,64	34,5	39,875	478,5	112,65	127,24	1526,88	4056,6	4969,565	59634,78
7	12	49,28	51,79	621,48	47,74	50,47	605,64	45,25	61,905	742,86	141,83	178,045	2136,54	5882,53	7899,6	94795,2
8	12	54,3	55,75	669	53,2	54,39	652,68	78,56	75,73	908,76	214,26	219,135	2629,62	9916,67	10365,46	124385,52
9	12	57,2	57,15	685,8	55,58	54,89	658,68	72,9	71,17	854,04	224,01	172,145	2065,74	10814,25	10289,08	123468,96
10	12	57,1	57,25	687	54,2	54,56	654,72	69,44	69,465	833,58	120,28	169,77	2037,24	9763,91	9943,94	119327,28
11	12	57,4	55,71	668,52	54,92	54,11	649,32	69,49	64,425	773,1	219,26	201,62	2419,44	10123,97	8892,75	106713
12	12	54,02	53,71	644,52	53,3	53,13	637,56	59,36	58,735	704,82	183,98	183,86	2206,32	7661,53	7657,435	91889,22
13	12	53,4	52,41	628,92	52,96	51,87	622,44	58,11	59,24	710,88	183,74	188,97	2267,64	7653,34	7749,975	92999,7
14	12	51,42	46,67	560,04	50,78	45,47	545,64	60,37	59,095	709,14	194,2	187,36	2248,32	7846,61	7370,42	88445,04
15	12	41,92	38,76	465,12	40,16	37,79	453,48	57,82	54,055	648,66	180,52	170,87	2050,44	6894,23	6236,4	74836,8
16	12	35,6	33,98	407,76	35,42	31,53	378,36	50,29	48,2	578,4	161,22	159,685	1916,22	5578,57	5125,32	61503,84
17	12	32,36	31	372	27,64	26,64	319,68	46,11	44,695	536,34	158,15	153,735	1844,82	4672,07	4633,485	55601,82
18	12	29,64	28,38	340,56	25,64	26,3	315,6	43,28	39,85	478,2	149,32	132,95	1595,4	4594,9	3897,11	46765,32
19	10	27,12	13,56	135,6	26,96	13,48	134,8	36,42	18,21	182,1	116,58	58,29	582,9	3199,32	1599,66	15996,6
Volume en m <sup>3</sup>		8883,84			8505,4			11033,58			33971,7			1336279,92		

Profil	Li(m)	Rip-rap amont			Rip-rap aval			Terre végétal			Gravier-bitume		
		Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )
1	12	20,38	29,95	359,4	27,78	35,205	422,46	17,13	21,72	260,64	5	5	60
2	12	39,52	52,705	632,46	42,63	40,71	488,52	26,31	27,13	325,56	5	5	60
3	12	65,89	73,255	879,06	38,79	41,715	500,58	27,95	35,385	424,62	5	5	60
4	12	80,62	81,61	979,32	44,64	48,03	576,36	42,82	38,195	458,34	5	5	60
5	12	82,6	84,43	1013,16	51,42	51,75	621	33,57	32,58	390,96	5	5	60
6	12	86,26	79,18	950,16	52,08	44,265	531,18	31,59	37,975	455,7	5	5	60
7	12	72,1	106,585	1279,02	36,45	65,535	786,42	44,36	41,785	501,42	5	5	60
8	12	141,07	147,745	1772,94	94,62	104,685	1256,22	39,21	47,165	565,98	5	5	60
9	12	154,42	148,51	1782,12	114,75	102,765	1233,18	55,12	101,53	1218,36	5	5	60
10	12	142,6	144,7	1736,4	90,78	92,76	1113,12	147,94	103,39	1240,68	5	5	60
11	12	146,8	143,26	1719,12	94,74	88,32	1059,84	58,84	51,05	612,6	5	5	60
12	12	139,72	139,87	1678,44	81,9	81,6	979,2	43,26	50,96	611,52	5	5	60
13	12	140,02	136,105	1633,26	81,3	87,39	1048,68	58,66	71,52	858,24	5	5	60
14	12	132,19	120,715	1448,58	93,48	78,78	945,36	84,38	66,855	802,26	5	5	60
15	12	109,24	101,545	1218,54	64,08	65,265	783,18	49,33	43,99	527,88	5	5	60
16	12	93,85	89,395	1072,74	66,45	59,1	709,2	38,65	36,67	440,04	5	5	60
17	12	84,94	79,51	954,12	51,75	54,75	657	34,69	33,215	398,58	5	5	60
18	12	74,08	73,06	876,72	57,75	56,25	675	31,74	26,855	322,26	5	5	60
19	10	72,04	36,02	360,2	54,75	27,375	273,75	21,97	10,985	109,85	5	2,5	25
Volumes (m <sup>3</sup> )		22345,76			14660,25			10525,49			1105		

## 2- volumes des matériaux pour la variante de la digue zonée à noyau d'argile :

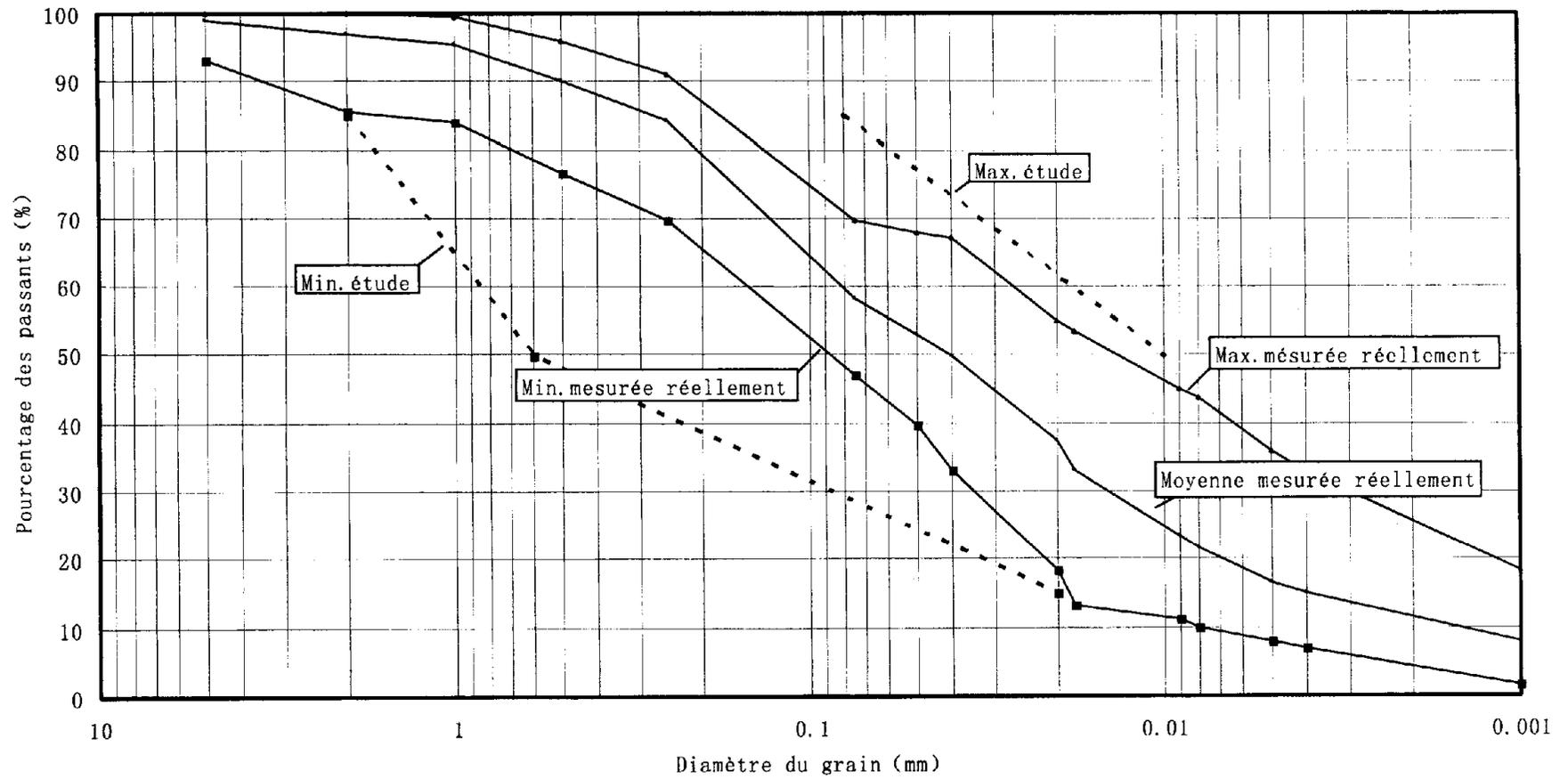
Profil	Li(m)	Rip-rap amont			Rip-rap aval			Gravier			Sable			Argile		
		Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )
1	12	16,1	23,78	285,36	25,61	31,835	382,02	67,26	95,33	1143,96	62,82	87,715	1052,58	199,59	290,5475	3486,57
2	12	31,46	41,645	499,74	38,06	48,365	580,38	123,4	166,52	1998,24	112,61	142,25	1707	381,505	546,779	6561,348
3	12	51,83	60,11	721,32	58,67	62,12	745,44	209,64	235,89	2830,68	171,89	199,125	2389,5	712,053	861,5815	10338,978
4	12	68,39	67,175	806,1	65,57	71,075	852,9	262,14	274,95	3299,4	226,36	231,235	2774,82	1011,11	1105,525	13266,3
5	12	65,96	65,48	785,76	76,58	74,105	889,26	287,76	272,99	3275,88	236,11	232,34	2788,08	1199,94	1008,4225	12101,07
6	12	65	82,85	994,2	71,63	88,19	1058,28	258,22	289,93	3479,16	228,57	248,33	2979,96	816,905	1018,0875	12217,05
7	12	100,7	106,7	1280,4	104,75	110,555	1326,66	321,64	365,04	4380,48	268,09	302,345	3628,14	1219,27	1682,825	20193,9
8	12	112,7	152,06	1824,72	116,36	95,6	1147,2	408,44	424,47	5093,64	336,6	368,97	4427,64	2146,38	2224,96	26699,52
9	12	191,42	154,4	1852,8	74,84	98,96	1187,52	440,5	438,19	5258,28	401,34	396,66	4759,92	2303,54	2244,075	26928,9
10	12	117,38	115,43	1385,16	123,08	119,93	1439,16	435,88	435,81	5229,72	391,98	394,19	4730,28	2184,61	2183,495	26201,94
11	12	113,48	112,52	1350,24	116,78	116,165	1393,98	435,74	413,2	4958,4	396,4	369,1	4429,2	2182,38	2121,555	25458,66
12	12	111,56	111,695	1340,34	115,55	114,665	1375,98	390,66	387,02	4644,24	341,8	345,05	4140,6	2060,73	1755,255	21063,06
13	12	111,83	105,875	1270,5	113,78	109,31	1311,72	383,38	383,38	4600,56	348,3	343,88	4126,56	1449,78	1577,695	18932,34
14	12	99,92	93,56	1122,72	104,84	98,645	1183,74	383,38	352,86	4234,32	339,46	317,555	3810,66	1705,61	1644,325	19731,9
15	12	87,2	81,035	972,42	92,45	85,4	1024,8	322,34	308,34	3700,08	295,65	286,94	3443,28	1583,04	1454,815	17457,78
16	12	74,87	72,23	866,76	78,35	73,61	883,32	294,34	290,7	3488,4	278,23	263,28	3159,36	1326,59	1234,025	14808,3
17	12	69,59	65,195	782,34	68,87	70,385	844,62	287,06	260,46	3125,52	248,33	228,505	2742,06	1141,46	1038,7095	12464,514
18	12	60,8	59,12	709,44	71,9	67,79	813,48	233,86	227,42	2729,04	208,68	200,685	2408,22	935,959	880,9395	10571,274
19	10	57,44	28,72	287,2	63,68	31,84	318,4	220,98	110,49	1104,9	192,69	96,345	963,45	825,92	412,96	4129,6
Volumes				19137,52			18758,86			68574,9			60461,31			302613,004

Profil	Li(m)	Recharge			Terre végétal			Gravier- bitume		
		Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V (m3)	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V (m3)	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V (m3)
1	12	355,424	561,7985	6741,582	20,72	23,425	281,1	5	5	60
2	12	768,173	1204,736	14456,832	26,13	30,26	363,12	5	5	60
3	12	1641,299	2059,2725	24711,27	34,39	35,795	429,54	5	5	60
4	12	2477,246	2720,6645	32647,974	37,2	34,39	412,68	5	5	60
5	12	2964,083	2826,6125	33919,35	31,58	34,28	411,36	5	5	60
6	12	2689,142	3244,1945	38930,334	36,98	38,885	466,62	5	5	60
7	12	3799,247	4944,3305	59331,966	40,79	43,48	521,76	5	5	60
8	12	6089,414	6407,0555	76884,666	46,17	73,35	880,2	5	5	60
9	12	6724,697	6619,478	79433,736	100,53	101,46	1217,52	5	5	60
10	12	6514,259	6508,3865	78100,638	102,39	76,22	914,64	5	5	60
11	12	6502,514	5947,2185	71366,622	50,05	50,005	600,06	5	5	60
12	12	5391,923	5400,86	64810,32	49,96	60,24	722,88	5	5	60
13	12	5409,797	5304,254	63651,048	70,52	68,19	818,28	5	5	60
14	12	5198,711	4826,732	57920,784	65,86	54,425	653,1	5	5	60
15	12	4454,753	4004,906	48058,872	42,99	39,33	471,96	5	5	60
16	12	3555,059	3272,0315	39264,378	35,67	33,94	407,28	5	5	60
17	12	2989,004	2677,262	32127,144	32,21	29,03	348,36	5	5	60
18	12	2365,52	2182,622	26191,464	25,85	24,965	299,58	5	5	60
19	10	1999,724	999,862	9998,62	24,08	12,04	120,4	5	2,5	25
Volumes (m3)		858547,6			10340,44			1105		

### 3- volumes des matériaux pour la variante de la digue en enrochement avec masque en béton :

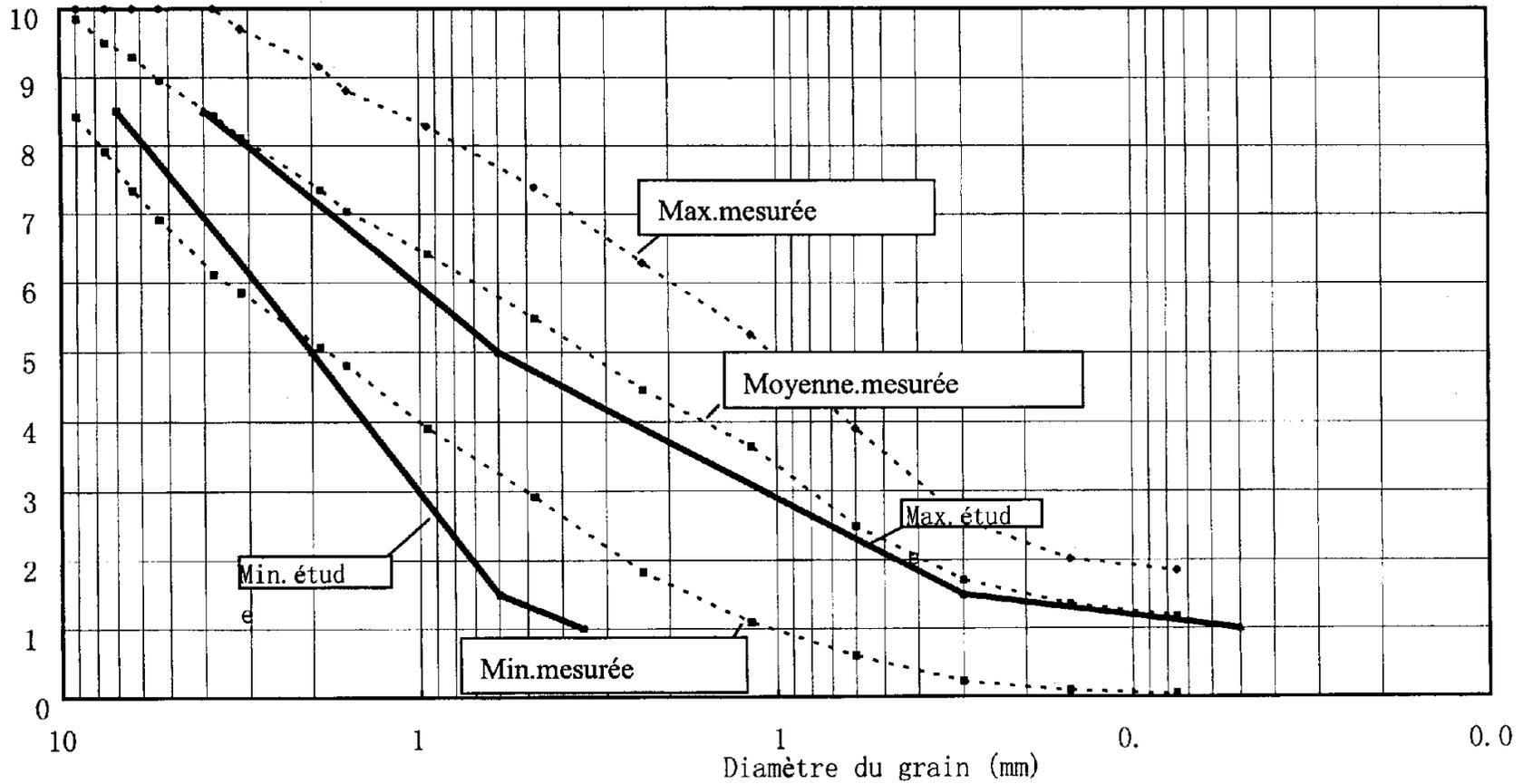
Profil	Li(m)	Recharge			terre végétal			Rip-rap			Béton			Gravier- bitume		
		Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>3</sup> )	V(m <sup>3</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smoy(m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
1	12	617,84	940,5	11286	95,65	118,6	1423,2	13,72	17,665	211,98	16,93	24,91	298,92	5	5	60
2	12	1263,16	1900,78	22809,36	141,55	145,65	1747,8	21,61	28,465	341,58	32,89	42,04	504,48	5	5	60
3	12	2538,4	3140,88	37690,56	149,75	186,925	2243,1	35,32	40,165	481,98	51,19	61,09	733,08	5	5	60
4	12	3743,36	4110,84	49330,08	224,1	200,975	2411,7	45,01	46,675	560,1	70,99	69,115	829,38	5	5	60
5	12	4478,32	4129,4	49552,8	177,85	172,9	2074,8	48,34	49,66	595,92	67,24	66,73	800,76	5	5	60
6	12	3780,48	4465,3	53583,6	167,95	199,875	2398,5	50,98	53,23	638,76	66,22	81,745	980,94	5	5	60
7	12	5150,12	7083,98	85007,76	231,8	218,925	2627,1	55,48	61,48	737,76	97,27	103,9	1246,8	5	5	60
8	12	9017,84	9348,98	112187,76	206,05	245,825	2949,9	67,48	69,355	832,26	110,53	113,02	1356,24	5	5	60
9	12	9680,12	9380,6	112567,2	285,6	517,65	6211,8	71,23	70,36	844,32	115,51	116,05	1392,6	5	5	60
10	12	9081,08	9086,64	109039,68	749,7	526,95	6323,4	69,49	66,88	802,56	116,59	115,675	1388,1	5	5	60
11	12	9092,2	7924,7	95096,4	304,2	265,25	3183	64,27	66,175	794,1	114,76	113,515	1362,18	5	5	60
12	12	6757,2	6737,04	80844,48	226,3	264,8	3177,6	68,08	60,745	728,94	112,27	108,655	1303,86	5	5	60
13	12	6716,88	6822,1	81865,2	303,3	367,6	4411,2	53,41	59,08	708,96	105,04	100,93	1211,16	5	5	60
14	12	6927,32	6663,88	79966,56	431,9	344,275	4131,3	64,75	63,565	762,78	96,82	91,09	1093,08	5	5	60
15	12	6400,44	5819,98	69839,76	256,65	229,95	2759,4	62,38	58,225	698,7	85,36	80,14	961,68	5	5	60
16	12	5239,52	4945,42	59345,04	203,25	193,35	2320,2	54,07	51,475	617,7	74,92	71,62	859,44	5	5	60
17	12	4651,32	4071,78	48861,36	183,45	176,075	2112,9	48,88	45,79	549,48	68,32	64,555	774,66	5	5	60
18	12	3492,24	3273,04	39276,48	168,7	144,275	1731,3	42,7	41,17	494,04	60,79	58,495	701,94	5	5	60
19	10	3053,84	1526,92	15269,2	119,85	59,925	599,25	39,64	19,82	198,2	56,2	28,1	281	5	2,5	25
				1213419,28			54837,45			11600,12			18080,3			1105



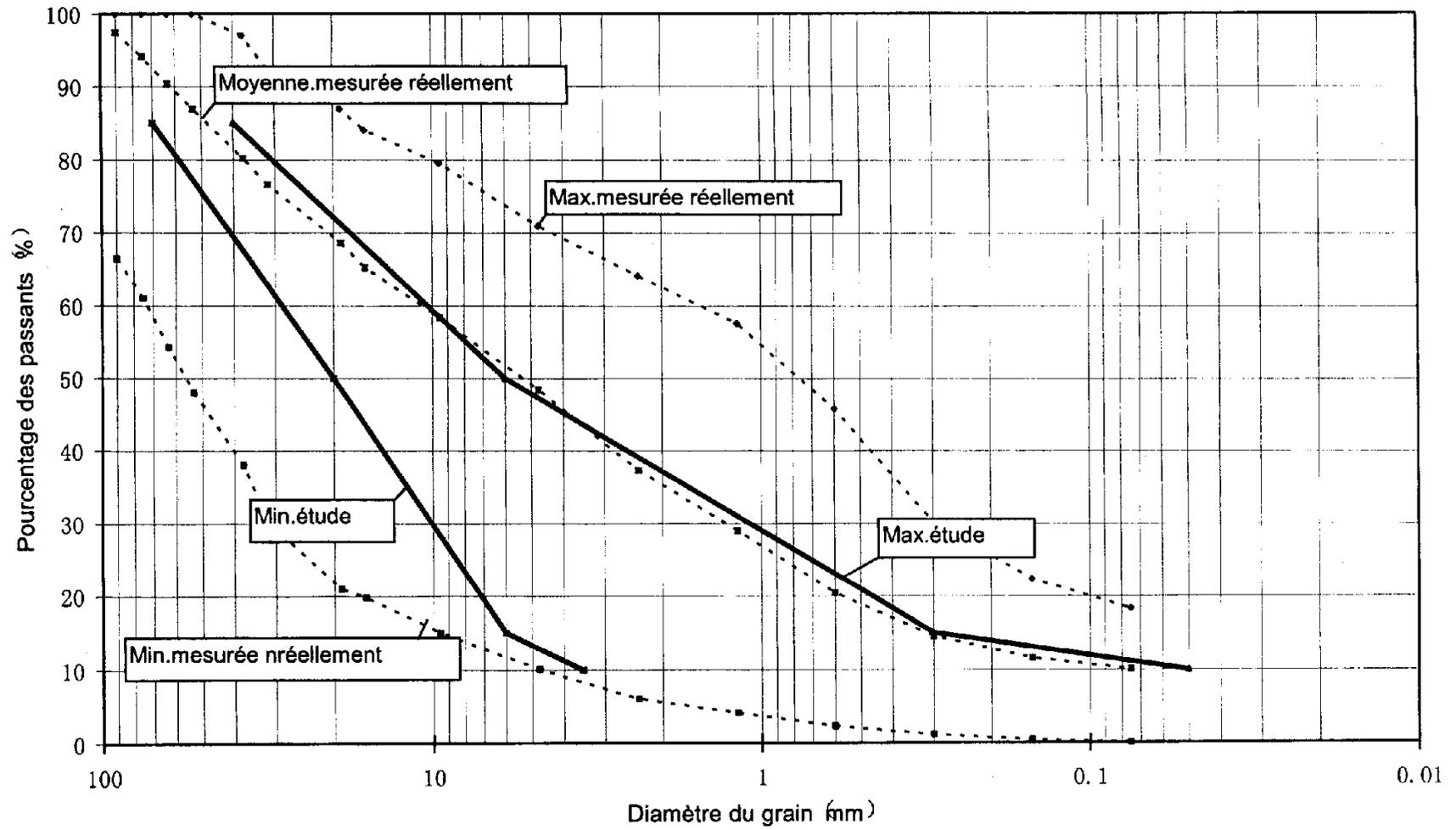


**Diagramme No.1 Courbe granulométrique de l'argile au niveau du noyau argileux**

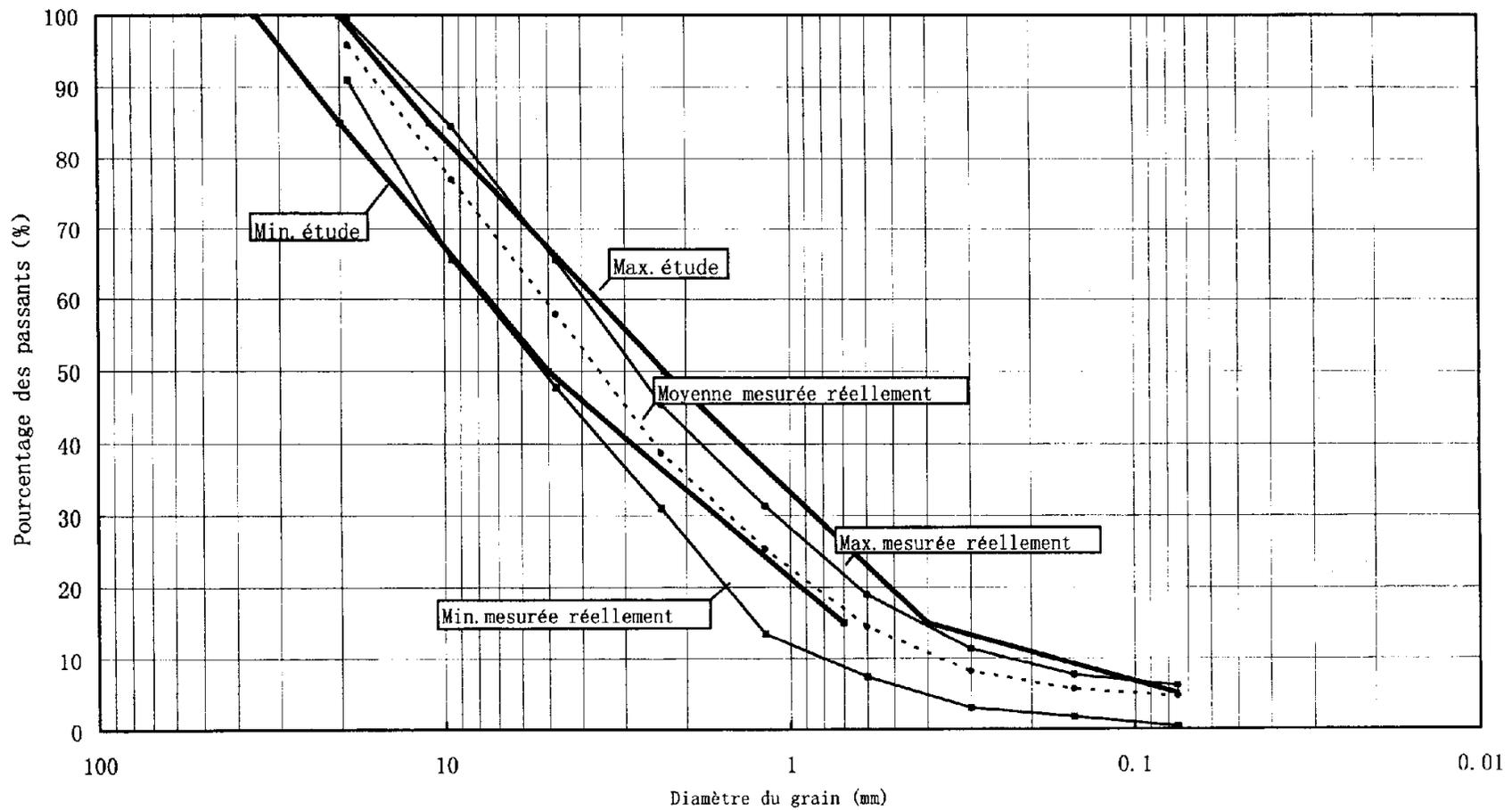
Pourcentage des passants (%)



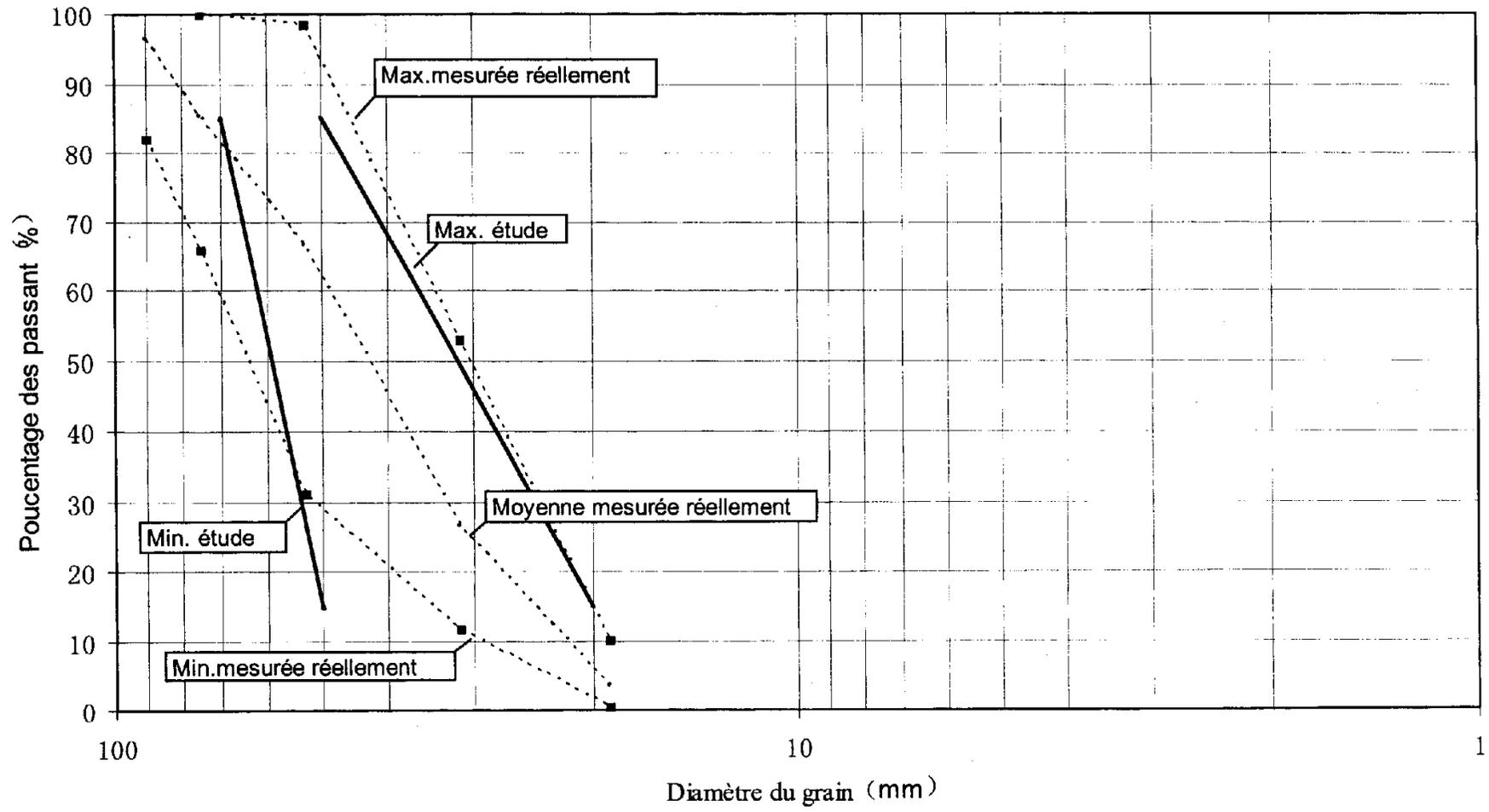
**Diagramme No.2 Courbe granulométrique de alluvions de la recharge d'amont**



**Diagramme No.3 Courbe granulométrique de alluvions de la recharge d'aval**



**Diagramme No.4 Courbe granulométrique de Filtre 2-1**



**Diagramme No.5 Courbe granulométrique de Filtre 2-3**

## **ANNEXE IV**

**Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 99,84m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	15	0,68	0	-0,4	0,91651514	20,604	-8,2416	18,8838779	16,3663418	163,663418	0,45	8,49774507	82,72	511,308864
-3	15	8,13	0	-0,3	0,9539392	246,339	-73,9017	234,992429	15,7242726	157,242726	0,45	105,746593	82,72	6113,14862
-2	15	14,43	0	-0,2	0,9797959	437,229	-87,4458	428,39518	15,3093109	153,093109	0,45	192,777831	82,72	10850,2749
-1	15	19,65	0	-0,1	0,99498744	595,395	-59,5395	592,410545	15,0755672	150,755672	0,45	266,584745	82,72	14775,3223
0	15	23,86	0	0	1	722,958	0	722,958	15	150	0,45	325,3311	82,72	17940,9257
1	15	27,06	0	0,1	0,99498744	819,918	81,9918	815,808109	15,0755672	150,755672	0,45	367,113649	82,72	20347,0851
2	15	29,24	0	0,2	0,9797959	885,972	177,1944	868,071731	15,3093109	153,093109	0,45	390,632279	82,72	21986,2812
3	15	30,36	0	0,3	0,9539392	919,908	275,9724	877,536303	15,7242726	157,242726	0,45	394,891336	82,72	22828,4369
4	15	30,31	0	0,4	0,91651514	918,393	367,3572	841,721088	16,3663418	163,663418	0,45	378,77449	82,72	22790,8407
5	15	28,96	0	0,5	0,8660254	877,488	438,744	759,9269	17,3205081	173,205081	0,45	341,967105	82,72	21775,7422
6	15	26,04	0	0,6	0,8	789,012	473,4072	631,2096	18,75	187,5	0,45	284,04432	82,72	19580,1218
7	15	21,14	0	0,7	0,71414284	640,542	448,3794	457,438485	21,0042013	210,042013	0,45	205,847318	82,72	15895,6903
8	0,84	13,38	0	0,8	0,6	22,703184	18,1625472	13,6219104	1,4	14	0,45	6,12985968	82,72	563,402214
somme							2052,08035			1984,25694		3268,33837		195958,581

Kss	2,55964408
Kas	1,30830596

**Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 108,21m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	11	4,07	0	-0,3	0,9539392	90,4354	-27,13062	86,2698733	11,5311332	115,311332	0,45	38,821443	92,47	2508,76843
-2	11	11,03	0	-0,2	0,9797959	245,0866	-49,01732	240,134845	11,226828	112,26828	0,45	108,06068	92,47	6798,94737
-1	11	16,8	0	-0,1	0,99498744	373,296	-37,3296	371,42483	11,055416	110,55416	0,45	167,141174	92,47	10355,6043
0	11	21,43	0	0	1	476,1746	0	476,1746	11	110	0,45	214,27857	92,47	13209,5596
1	11	24,95	0	0,1	0,99498744	554,389	55,4389	551,61009	11,055416	110,55416	0,45	248,224541	92,47	15379,3052
2	11	27,33	0	0,2	0,9797959	607,2726	121,45452	595,003202	11,226828	112,26828	0,45	267,751441	92,47	16846,3492
3	11	28,52	0	0,3	0,9539392	633,7144	190,11432	604,525009	11,5311332	115,311332	0,45	272,036254	92,47	17579,8712
4	11	28,41	0	0,4	0,91651514	631,2702	252,50808	578,568695	12,001984	120,01984	0,45	260,355913	92,47	17512,0666
5	11	26,84	0	0,5	0,8660254	596,3848	298,1924	516,484387	12,7017059	127,017059	0,45	232,417974	92,47	16544,3107
6	11	23,51	0	0,6	0,8	522,3922	313,43532	417,91376	13,75	137,5	0,45	188,061192	92,47	14491,682
7	11	17,93	0	0,7	0,71414284	398,4046	278,88322	284,517794	15,4030809	154,030809	0,45	128,033007	92,47	11052,142
8	11	9,05	0	0,8	0,6	201,091	160,8728	120,6546	18,33333333	183,3333333	0,45	54,29457	92,47	5578,46543
somme							1557,42202			1508,16858		2179,47676		147857,072

Kss	2,36778811
Kas	1,26124566

**Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 105,23 m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	10,5	5,77	0	-0,3	0,9539392	122,3817	-36,71451	116,744701	11,0069908	110,069908	0,45	52,5351155	88,78	3259,5142
-2	10,5	12,37	0	-0,2	0,9797959	262,3677	-52,47354	257,066796	10,7165176	107,165176	0,45	115,680058	88,78	6987,90132
-1	10,5	17,85	0	-0,1	0,99498744	378,5985	-37,85985	376,700751	10,5528971	105,528971	0,45	169,515338	88,78	10083,5924
0	10,5	22,27	0	0	1	472,3467	0	472,3467	10,5	105	0,45	212,556015	88,78	12580,482
1	10,5	25,63	0	0,1	0,99498744	543,6123	54,36123	540,887409	10,5528971	105,528971	0,45	243,399334	88,78	14478,57
2	10,5	27,93	0	0,2	0,9797959	592,3953	118,47906	580,426484	10,7165176	107,165176	0,45	261,191918	88,78	15777,8564
3	10,5	29,11	0	0,3	0,9539392	617,4231	185,22693	588,984099	11,0069908	110,069908	0,45	265,042845	88,78	16444,4468
4	10,5	29,08	0	0,4	0,91651514	616,7868	246,71472	565,29444	11,4564392	114,564392	0,45	254,382498	88,78	16427,4996
5	10,5	27,68	0	0,5	0,8660254	587,0928	293,5464	508,437279	12,1243557	121,243557	0,45	228,796776	88,78	15636,6296
6	10,5	24,66	0	0,6	0,8	523,0386	313,82316	418,43088	13,125	131,25	0,45	188,293896	88,78	13930,6101
7	10,5	19,56	0	0,7	0,71414284	414,8676	290,40732	296,274727	14,7029409	147,029409	0,45	133,323627	88,78	11049,5837
8	10,5	11,53	0	0,8	0,6	244,5513	195,64104	146,73078	17,5	175	0,45	66,028851	88,78	6513,37932
somme							1571,15196			1439,61547		2190,74627		143170,066

Kss	2,31063693
Kas	1,23831446

**Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 109m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-3	11	4,39	0	-0,3	0,9539392	97,5458	-29,26374	93,0527626	11,5311332	115,311332	0,45	41,8737431	92,74	2713,91925
-2	11	11,33	0	-0,2	0,9797959	251,7526	-50,35052	246,666165	11,226828	112,26828	0,45	110,999774	92,74	7004,26084
-1	11	17,09	0	-0,1	0,99498744	379,7398	-37,97398	377,83633	11,055416	110,55416	0,45	170,026349	92,74	10565,1207
0	11	21,73	0	0	1	482,8406	0	482,8406	11	110	0,45	217,27827	92,74	13433,5912
1	11	25,24	0	0,1	0,99498744	560,8328	56,08328	558,02159	11,055416	110,55416	0,45	251,109716	92,74	15603,4902
2	11	27,63	0	0,2	0,9797959	613,9386	122,78772	601,534521	11,226828	112,26828	0,45	270,690535	92,74	17080,9997
3	11	28,83	0	0,3	0,9539392	640,6026	192,18078	611,095933	11,5311332	115,311332	0,45	274,99317	92,74	17822,8455
4	11	28,75	0	0,4	0,91651514	638,825	255,53	585,492784	12,001984	120,01984	0,45	263,471753	92,74	17773,3892
5	11	27,2	0	0,5	0,8660254	604,384	302,192	523,411898	12,7017059	127,017059	0,45	235,535354	92,74	16815,1716
6	11	32,92	0	0,6	0,8	731,4824	438,88944	585,18592	13,75	137,5	0,45	263,333664	92,74	20351,3033
7	11	18,39	0	0,7	0,71414284	408,6258	286,03806	291,81719	15,4030809	154,030809	0,45	131,317736	92,74	11368,787
8	11	9,64	0	0,8	0,6	214,2008	171,36064	128,52048	18,3333333	183,333333	0,45	57,834216	92,74	5959,49466
somme							1707,47368			1508,16858		2288,46428		156492,373

Kss	2,22353815
Kas	1,20789411

### Stabilité pour le cas de fin constriction talus aval (R = 103m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,44	0,35	0	-0,4	0,91651514	0,31108	-0,124432	0,28510953	0,48007936	4,80079359	0,45	0,12829929	86,1	8,0351964
-3	10	7,67	0	-0,3	0,9539392	154,934	-46,4802	147,797616	10,4828484	104,828484	0,45	66,5089273	86,1	4001,94522
-2	10	13,88	0	-0,2	0,9797959	280,376	-56,0752	274,711254	10,2062073	102,062073	0,45	123,620065	86,1	7242,11208
-1	10	19,06	0	-0,1	0,99498744	385,012	-38,5012	383,082103	10,0503782	100,503782	0,45	172,386946	86,1	9944,85996
0	10	23,25	0	0	1	469,65	0	469,65	10	100	0,45	211,3425	86,1	12131,0595
1	10	26,46	0	0,1	0,99498744	534,492	53,4492	531,812825	10,0503782	100,503782	0,45	239,315771	86,1	13805,9284
2	10	28,69	0	0,2	0,9797959	579,538	115,9076	567,828955	10,2062073	102,062073	0,45	255,52303	86,1	14969,4665
3	10	29,89	0	0,3	0,9539392	603,778	181,1334	575,967503	10,4828484	104,828484	0,45	259,185376	86,1	15595,5857
4	10	29,98	0	0,4	0,91651514	605,596	242,2384	555,037902	10,9108945	109,108945	0,45	249,767056	86,1	15642,5447
5	10	28,81	0	0,5	0,8660254	581,962	290,981	503,993876	11,5470054	115,470054	0,45	226,797244	86,1	15032,0785
6	10	26,19	0	0,6	0,8	529,038	317,4228	423,2304	12,5	125	0,45	190,45368	86,1	13665,0515
7	10	21,72	0	0,7	0,71414284	438,744	307,1208	313,325887	14,0028008	140,028008	0,45	140,996649	86,1	11332,7575
8	10	14,75	0	0,8	0,6	297,95	238,36	178,77	16,6666667	166,666667	0,45	80,4465	86,1	7696,0485
9	6,82	3,41	0	0,9	0,43588989	46,977524	42,2797716	20,477028	15,646153	156,46153	0,45	9,21466259	86,1	8,0351964
somme							1647,71194			1532,32467		2225,68671		141075,508

Kss	2,28074537
Kas	1,24545633

**Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 125,47m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	7,9	1,24	0	-0,4	0,91651514	19,78792	-7,915168	18,1359282	8,61960666	86,1960666	0,45	8,16116771	106,45	631,927225
-3	12,5	9,81	0	-0,3	0,9539392	247,7025	-74,31075	236,293125	13,1035605	131,035605	0,45	106,331906	106,45	7910,37934
-2	12,5	16,93	0	-0,2	0,9797959	427,4825	-85,4965	418,8456	12,7577591	127,577591	0,45	188,48052	106,45	13651,6536
-1	12,5	21,38	1,35	-0,1	0,99498744	584,90125	-58,490125	581,969396	12,5629727	125,629727	0,45	261,886228	106,45	18678,8214
0	12,5	25,29	1,97	0	1	704,32125	0	704,32125	12,5	125	0,45	316,944563	106,45	22492,4991
1	12,5	29,2	1,35	0,1	0,99498744	782,35625	78,235625	778,43464	12,5629727	125,629727	0,45	350,295588	106,45	24984,5468
2	12,5	32,56	0	0,2	0,9797959	822,14	164,428	805,529399	12,7577591	127,577591	0,45	362,488229	106,45	26255,0409
3	12,5	33,24	0	0,3	0,9539392	839,31	251,793	800,650711	13,1035605	131,035605	0,45	360,29282	106,45	26803,3649
4	12,5	32,49	0	0,4	0,91651514	820,3725	328,149	751,883816	13,6386181	136,386181	0,45	338,347717	106,45	26198,5958
5	12,5	30,12	0	0,5	0,8660254	760,53	380,265	658,6383	14,4337567	144,337567	0,45	296,387235	106,45	24287,5256
6	12,5	25,82	0	0,6	0,8	651,955	391,173	521,564	15,625	156,25	0,45	234,7038	106,45	20820,1829
7	12,5	19,06	0	0,7	0,71414284	481,265	336,8855	343,691955	17,5035011	175,035011	0,45	154,66138	106,45	15369,1978
8	12,5	8,82	0	0,8	0,6	222,705	178,164	133,623	20,83333333	208,3333333	0,45	60,13035	106,45	7112,08418
somme							1882,88058			1800,024		3039,1115		235195,82

Kss	2,57007032
Kas	1,28789505

**Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 126,76m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	12,7	8,66	0	-0,3	0,9539392	222,16364	-66,649092	211,930605	13,3132174	133,132174	0,45	95,3687724	108,18	7210,09877
-2	12,7	15,92	0	-0,2	0,9797959	408,41168	-81,682336	400,160088	12,9618832	129,618832	0,45	180,07204	108,18	13254,5927
-1	12,7	21,58	0,24	-0,1	0,99498744	561,75148	-56,175148	558,935665	12,7639803	127,639803	0,45	251,521049	108,18	18231,0825
0	12,7	25,56	0,88	0	1	685,55616	0	685,55616	12,7	127	0,45	308,500272	108,18	22249,0396
1	12,7	27,54	0,72	0,1	0,99498744	730,92564	73,092564	727,261829	12,7639803	127,639803	0,45	327,267823	108,18	23721,4607
2	12,7	31,8	1,35	0,2	0,9797959	861,57435	172,31487	844,167013	12,9618832	129,618832	0,45	379,875156	108,18	27961,534
3	12,7	32,48	0	0,3	0,9539392	833,24192	249,972576	794,862132	13,3132174	133,132174	0,45	357,687959	108,18	27042,0333
4	12,7	31,68	0	0,4	0,91651514	812,71872	325,087488	744,869011	13,856836	138,56836	0,45	335,191055	108,18	26375,9733
5	12,7	29,22	0	0,5	0,8660254	749,60988	374,80494	649,181199	14,6646968	146,646968	0,45	292,13154	108,18	24327,839
6	12,7	24,78	0	0,6	0,8	635,70612	381,423672	508,564896	15,875	158,75	0,45	228,854203	108,18	20631,2064
7	12,7	17,81	0	0,7	0,71414284	456,89774	319,828418	326,290251	17,7835571	177,835571	0,45	146,830613	108,18	14828,1593
8	11,8	7,22	0	0,8	0,6	172,09592	137,676736	103,257552	19,6666667	196,666667	0,45	46,4658984	108,18	5585,20099
somme							1829,69469			1726,24918		2949,76638		231418,221

Kss	2,55562614
Kas	1,27923022

**Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 123,35m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	11,7	4,36	0	-0,4	0,91651514	103,04424	-41,217696	94,4416059	12,7657466	127,657466	0,45	42,4987227	103,19	3189,94054
-3	12	12,46	0	-0,3	0,9539392	302,0304	-90,60912	288,118639	12,579418	125,79418	0,45	129,653387	106,45	9645,34082
-2	12	17,51	1,71	-0,2	0,9797959	479,2308	-95,84616	469,548372	12,2474487	122,474487	0,45	211,296767	106,45	15304,2356
-1	12	21,26	3,48	-0,1	0,99498744	626,8416	-62,68416	623,699517	12,0604538	120,604538	0,45	280,664783	106,45	20018,1865
0	12	25,01	4,01	0	1	734,7228	0	734,7228	12	120	0,45	330,62526	106,45	23463,3726
1	12	28,76	3,48	0,1	0,99498744	808,6416	80,86416	804,588233	12,0604538	120,604538	0,45	362,064705	106,45	25823,9695
2	12	32,51	1,71	0,2	0,9797959	842,8308	168,56616	825,80216	12,2474487	122,474487	0,45	371,610972	106,45	26915,8016
3	12	34,96	0	0,3	0,9539392	847,4304	254,22912	808,397079	12,579418	125,79418	0,45	363,778686	106,45	27062,6898
4	12	34,36	0	0,4	0,91651514	832,8864	333,15456	763,352995	13,0930734	130,930734	0,45	343,508848	106,45	26598,2272
5	12	32,26	0	0,5	0,8660254	781,9824	390,9912	677,216624	13,8564065	138,564065	0,45	304,747481	106,45	24972,6079
6	12	28,39	0	0,6	0,8	688,1736	412,90416	550,53888	15	150	0,45	247,742496	106,45	21976,8239
7	12	22,31	0	0,7	0,71414284	540,7944	378,55608	386,20445	16,803361	168,03361	0,45	173,792003	106,45	17270,2692
8	12	13,09	0	0,8	0,6	317,3016	253,84128	190,38096	20	200	0,45	85,671432	106,45	10133,0266
somme							1982,74958			1772,93229		3247,65554		252374,492

Kss	2,5321341
Kas	1,24618911

### Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 129m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-4	8,35	1,41	0	-0,4	0,91651514	23,78247	-9,512988	21,7969938	9,11059692	91,1059692	0,45	9,80864721	109,09	778,328896
-3	13	10,38	0	-0,3	0,9539392	272,5788	-81,77364	260,023603	13,6277029	136,277029	0,45	117,010621	109,09	8920,68639
-2	13	15,9	1,93	-0,2	0,9797959	484,5243	-96,90486	474,734921	13,2680694	132,680694	0,45	213,630715	109,09	15857,0268
-1	13	19,96	3,93	-0,1	0,99498744	660,5599	-66,05599	657,248802	13,0654916	130,654916	0,45	295,761961	109,09	21618,1438
0	13	24,03	4,58	0	1	789,9996	0	789,9996	13	130	0,45	355,49982	109,09	25854,3169
1	13	28,09	3,93	0,1	0,99498744	874,0537	87,40537	869,672451	13,0654916	130,654916	0,45	391,352603	109,09	28605,1554
2	13	32,15	1,93	0,2	0,9797959	911,2493	182,24986	892,838325	13,2680694	132,680694	0,45	401,777246	109,09	29822,4558
3	13	34,76	0	0,3	0,9539392	912,7976	273,83928	870,753414	13,6277029	136,277029	0,45	391,839036	109,09	29873,1271
4	13	33,95	0	0,4	0,91651514	891,527	356,6108	817,097992	14,1841629	141,841629	0,45	367,694097	109,09	29177,0041
5	13	31,42	0	0,5	0,8660254	825,0892	412,5446	714,548208	15,011107	150,11107	0,45	321,546693	109,09	27002,6942
6	13	26,85	0	0,6	0,8	705,081	423,0486	564,0648	16,25	162,5	0,45	253,82916	109,09	23075,1859
7	13	19,66	0	0,7	0,71414284	516,2716	361,39012	368,691668	18,2036411	182,036411	0,45	165,911251	109,09	16896,0207
8	13	8,71	0	0,8	0,6	228,7246	182,97968	137,23476	21,6666667	216,666667	0,45	61,755642	109,09	7485,46998
somme							2025,82083			1873,48702		3347,41749		264965,616

Kss	2,57717979
Kas	1,27969059

### Stabilité pour le cas de fin constriction talus amont (R = 124 m)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-4	12	7,69	0	-0,4	0,91651514	186,4056	-74,56224	170,843554	13,0930734	130,930734	0,45	76,8795995	102,1	5709,60353
-3	12	13,07	2,7	-0,3	0,9539392	403,3248	-120,99744	384,747338	12,579418	125,79418	0,45	173,136302	102,1	12353,8386
-2	12	16,82	5,69	-0,2	0,9797959	590,0244	-118,00488	578,103486	12,2474487	122,474487	0,45	260,146569	102,1	18072,4474
-1	12	20,57	7,46	-0,1	0,99498744	737,6352	-73,76352	733,937757	12,0604538	120,604538	0,45	330,271991	102,1	22593,7662
0	12	24,32	8,04	0	1	847,1184	0	847,1184	12	120	0,45	381,20328	102,1	25947,2366
1	12	28,07	7,46	0,1	0,99498744	919,4352	91,94352	914,826473	12,0604538	120,604538	0,45	411,671913	102,1	28162,3002
2	12	31,82	5,69	0,2	0,9797959	953,6244	190,72488	934,357275	12,2474487	122,474487	0,45	420,460774	102,1	29209,5154
3	12	35,57	2,7	0,3	0,9539392	948,7248	284,61744	905,025778	12,579418	125,79418	0,45	407,2616	102,1	29059,4406
4	12	37,69	0	0,4	0,91651514	913,6056	365,44224	837,333363	13,0930734	130,930734	0,45	376,800014	102,1	27983,7395
5	12	35,62	0	0,5	0,8660254	863,4288	431,7144	747,751275	13,8564065	138,564065	0,45	336,488074	102,1	26446,8241
6	12	31,81	0	0,6	0,8	771,0744	462,64464	616,85952	15	150	0,45	277,586784	102,1	23618,0089
7	12	25,82	0	0,7	0,71414284	625,8768	438,11376	446,965437	16,803361	168,03361	0,45	201,134447	102,1	19170,6064
8	12	16,84	0	0,8	0,6	408,2016	326,56128	244,92096	20	200	0,45	110,214432	102,1	12503,215
9	7,62	2,96	0	0,9	0,43588989	45,561504	41,0053536	19,8597992	17,4814789	174,814789	0,45	8,93690962	102,1	5709,60353
somme							2245,43943			1951,02034		3772,19269		286540,146

Kss	2,54881648
Kas	1,25612438

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 99,84m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	N=Gn*cos α	dli	C*dli	tangø	(N-P)*tangø	dn	Gn*Ssin α	a*Gn*dn
-4	15	0,68	0	-0,4	0,91651514	20,604	18,8838779	16,3663418	163,663418	0,45	8,19174507	82,72	-8,2416	511,308864
-3	15	8,13	0	-0,3	0,9539392	246,339	234,992429	15,7242726	157,242726	0,45	102,088093	82,72	-73,9017	6113,14862
-2	15	14,43	0	-0,2	0,9797959	437,229	428,39518	15,3093109	153,093109	0,45	186,284331	82,72	-87,4458	10850,2749
-1	15	19,65	0	-0,1	0,99498744	595,395	592,410545	15,0755672	150,755672	0,45	257,742245	82,72	-59,5395	14775,3223
0	15	23,86	0	0	1	722,958	722,958	15	150	0,45	314,5941	82,72	0	17940,9257
1	15	27,06	0	0,1	0,99498744	819,918	815,808109	15,0755672	150,755672	0,45	354,936649	82,72	81,9918	20347,0851
2	15	29,24	0	0,2	0,9797959	885,972	868,071731	15,3093109	153,093109	0,45	377,474279	82,72	177,1944	21986,2812
3	15	30,36	0	0,3	0,9539392	919,908	877,536303	15,7242726	157,242726	0,45	381,229336	82,72	275,9724	22828,4369
4	15	30,31	0	0,4	0,91651514	918,393	841,721088	16,3663418	163,663418	0,45	365,13499	82,72	367,3572	22790,8407
5	15	28,96	0	0,5	0,8660254	877,488	759,9269	17,3205081	173,205081	0,45	328,935105	82,72	438,744	21775,7422
6	15	26,04	0	0,6	0,8	789,012	631,2096	18,75	187,5	0,45	272,32632	82,72	473,4072	19580,1218
7	15	21,14	0	0,7	0,71414284	640,542	457,438485	21,0042013	210,042013	0,45	196,334318	82,72	448,3794	15895,6903
8	0,84	13,38	0	0,8	0,6	22,703184	13,6219104	1,4	14	0,45	0,10885968	82,72	18,1625472	563,402214
somme									1984,25694		3145,38037		2052,08035	195958,581

Kss	2,49972537
Kas	2,61352673

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 108,21m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	N=Gn*cos α	dli	C*dli	tangø	(N-P)*tangø	dn	Gn*Ssin α	a*Gn*dn
-3	11	4,07	0	-0,3	0,9539392	90,4354	86,2698733	11,5311332	115,311332	0,45	36,989943	92,47	-27,13062	2508,76843
-2	11	11,03	0	-0,2	0,9797959	245,0866	240,134845	11,226828	112,26828	0,45	103,09718	92,47	-49,01732	6798,94737
-1	11	16,8	0	-0,1	0,99498744	373,296	371,42483	11,055416	110,55416	0,45	159,581174	92,47	-37,3296	10355,6043
0	11	21,43	0	0	1	476,1746	476,1746	11	110	0,45	204,63507	92,47	0	13209,5596
1	11	24,95	0	0,1	0,99498744	554,389	551,61009	11,055416	110,55416	0,45	236,997041	92,47	55,4389	15379,3052
2	11	27,33	0	0,2	0,9797959	607,2726	595,003202	11,226828	112,26828	0,45	255,452941	92,47	121,45452	16846,3492
3	11	28,52	0	0,3	0,9539392	633,7144	604,525009	11,5311332	115,311332	0,45	259,202254	92,47	190,11432	17579,8712
4	11	28,41	0	0,4	0,91651514	631,2702	578,568695	12,001984	120,01984	0,45	247,571413	92,47	252,50808	17512,0666
5	11	26,84	0	0,5	0,8660254	596,3848	516,484387	12,7017059	127,017059	0,45	220,339974	92,47	298,1924	16544,3107
6	11	23,51	0	0,6	0,8	522,3922	417,91376	13,75	137,5	0,45	177,481692	92,47	313,43532	14491,682
7	11	17,93	0	0,7	0,71414284	398,4046	284,517794	15,4030809	154,030809	0,45	119,964507	92,47	278,88322	11052,142
8	11	9,05	0	0,8	0,6	201,091	120,6546	18,3333333	183,333333	0,45	50,22207	92,47	160,8728	5578,46543
somme									1508,16858		2071,53526		1557,42202	147857,072

Kss	2,29848031
Kas	2,61982567

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 105,23m)**

$N^\circ Tr$	$bi$	$h1$	$h2$	$Sin \alpha$	$Cos \alpha$	$Gn$	$N=Gn \cdot Cos \alpha$	$dli$	$C \cdot dli$	$tang\phi$	$(N-P) \cdot tang\phi$	$dn$	$Gn \cdot Sin \alpha$	$a \cdot Gn \cdot dn$
-3	10,5	5,77	0	-0,3	0,9539392	122,3817	116,744701	11,0069908	110,069908	0,45	49,9386155	88,78	-36,71451	3259,5142
-2	10,5	12,37	0	-0,2	0,9797959	262,3677	257,066796	10,7165176	107,165176	0,45	110,113558	88,78	-52,47354	6987,90132
-1	10,5	17,85	0	-0,1	0,99498744	378,5985	376,700751	10,5528971	105,528971	0,45	161,482838	88,78	-37,85985	10083,5924
0	10,5	22,27	0	0	1	472,3467	472,3467	10,5	105	0,45	202,534515	88,78	0	12580,482
1	10,5	25,63	0	0,1	0,99498744	543,6123	540,887409	10,5528971	105,528971	0,45	231,865834	88,78	54,36123	14478,57
2	10,5	27,93	0	0,2	0,9797959	592,3953	580,426484	10,7165176	107,165176	0,45	248,623418	88,78	118,47906	15777,8564
3	10,5	29,11	0	0,3	0,9539392	617,4231	588,984099	11,0069908	110,069908	0,45	251,943345	88,78	185,22693	16444,4468
4	10,5	29,08	0	0,4	0,91651514	616,7868	565,29444	11,4564392	114,564392	0,45	241,296498	88,78	246,71472	16427,4996
5	10,5	27,68	0	0,5	0,8660254	587,0928	508,437279	12,1243557	121,243557	0,45	216,340776	88,78	293,5464	15636,6296
6	10,5	24,66	0	0,6	0,8	523,0386	418,43088	13,125	131,25	0,45	177,196896	88,78	313,82316	13930,6101
7	10,5	19,56	0	0,7	0,71414284	414,8676	296,274727	14,7029409	147,029409	0,45	124,521627	88,78	290,40732	11049,5837
8	10,5	11,53	0	0,8	0,6	244,5513	146,73078	17,5	175	0,45	60,840351	88,78	195,64104	6513,37932
somme									1439,61547		2076,69827		1571,15196	143170,066

$K_{ss}$	2,23804815
$K_{as}$	2,58449064

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 109m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	(N-P)*tang $\emptyset$	dn	Gn*Ssin $\alpha$	a*Gn*dn
-3	11	4,39	0	-0,3	0,9539392	97,5458	93,0527626	11,5311332	115,311332	0,45	39,8982431	92,74	-29,26374	2713,91925
-2	11	11,33	0	-0,2	0,9797959	251,7526	246,666165	11,226828	112,26828	0,45	105,901274	92,74	-50,35052	7004,26084
-1	11	17,09	0	-0,1	0,99498744	379,7398	377,83633	11,055416	110,55416	0,45	162,335849	92,74	-37,97398	10565,1207
0	11	21,73	0	0	1	482,8406	482,8406	11	110	0,45	207,49977	92,74	0	13433,5912
1	11	25,24	0	0,1	0,99498744	560,8328	558,02159	11,055416	110,55416	0,45	239,751716	92,74	56,08328	15603,4902
2	11	27,63	0	0,2	0,9797959	613,9386	601,534521	11,226828	112,26828	0,45	258,257035	92,74	122,78772	17080,9997
3	11	28,83	0	0,3	0,9539392	640,6026	611,095933	11,5311332	115,311332	0,45	262,01967	92,74	192,18078	17822,8455
4	11	28,75	0	0,4	0,91651514	638,825	585,492784	12,001984	120,01984	0,45	250,534253	92,74	255,53	17773,3892
5	11	27,2	0	0,5	0,8660254	604,384	523,411898	12,7017059	127,017059	0,45	223,295354	92,74	302,192	16815,1716
6	11	32,92	0	0,6	0,8	731,4824	585,18592	13,75	137,5	0,45	248,519664	92,74	438,88944	20351,3033
7	11	18,39	0	0,7	0,71414284	408,6258	291,81719	15,4030809	154,030809	0,45	123,042236	92,74	286,03806	11368,787
8	11	9,64	0	0,8	0,6	214,2008	128,52048	18,3333333	183,333333	0,45	53,496216	92,74	171,36064	5959,49466
somme									1508,16858		2174,55128		1707,47368	156492,373

Kss	2,1568238
Kas	2,56508644

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normal (R = 103m)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	N=Gn*cos α	dli	C*dli	tangø	(N-P)*tangø	dn	Gn*Ssin α	a*Gn*dn
-4	0,44	0,35	0	-0,4	0,91651514	0,31108	0,28510953	0,48007936	4,80079359	0,45	0,02920071	86,1	-0,124432	8,0351964
-3	10	7,67	0	-0,3	0,9539392	154,934	147,797616	10,4828484	104,828484	0,45	63,0574273	86,1	-46,4802	4001,94522
-2	10	13,88	0	-0,2	0,9797959	280,376	274,711254	10,2062073	102,062073	0,45	117,374065	86,1	-56,0752	7242,11208
-1	10	19,06	0	-0,1	0,99498744	385,012	383,082103	10,0503782	100,503782	0,45	163,809946	86,1	-38,5012	9944,85996
0	10	23,25	0	0	1	469,65	469,65	10	100	0,45	200,88	86,1	0	12131,0595
1	10	26,46	0	0,1	0,99498744	534,492	531,812825	10,0503782	100,503782	0,45	227,408771	86,1	53,4492	13805,9284
2	10	28,69	0	0,2	0,9797959	579,538	567,828955	10,2062073	102,062073	0,45	242,61253	86,1	115,9076	14969,4665
3	10	29,89	0	0,3	0,9539392	603,778	575,967503	10,4828484	104,828484	0,45	245,734876	86,1	181,1334	15595,5857
4	10	29,98	0	0,4	0,91651514	605,596	555,037902	10,9108945	109,108945	0,45	236,276056	86,1	242,2384	15642,5447
5	10	28,81	0	0,5	0,8660254	581,962	503,993876	11,5470054	115,470054	0,45	213,832744	86,1	290,981	15032,0785
6	10	26,19	0	0,6	0,8	529,038	423,2304	12,5	125	0,45	178,66818	86,1	317,4228	13665,0515
7	10	21,72	0	0,7	0,71414284	438,744	313,325887	14,0028008	140,028008	0,45	131,222649	86,1	307,1208	11332,7575
8	10	14,75	0	0,8	0,6	297,95	178,77	16,6666667	166,666667	0,45	73,809	86,1	238,36	7696,0485
9	6,82	3,41	0	0,9	0,43588989	46,977524	20,477028	15,646153	156,46153	0,45	7,68016259	86,1	42,2797716	1213,42944
somme									1532,32467		2102,33721		1647,71194	142280,903

Kss	2,20588429
Kas	2,63120466

**Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 125,47m)**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	7,9	1,24	0	0	-0,4	0,91651514	21,35528	-8,542112	19,5724374	8,61960666	86,1960666	0,45	8,80759684	106,45	681,980867
-3	12,5	9,81	0	0	-0,3	0,9539392	327,40875	-98,222625	312,328042	13,1035605	131,035605	0,45	140,547619	106,45	10455,7984
-2	12,5	16,93	0	0	-0,2	0,9797959	565,03875	-113,00775	553,622649	12,7577591	127,577591	0,45	249,130192	106,45	18044,5125
-1	12,5	21,38	0	1,35	-0,1	0,99498744	758,61375	-75,861375	754,811151	12,5629727	125,629727	0,45	339,665018	106,45	24226,3301
0	12,5	25,29	0	1,97	0	1	909,8025	0	909,8025	12,5	125	0,45	409,411125	106,45	29054,5428
1	12,5	29,2	0	1,35	0,1	0,99498744	1019,60625	101,960625	1014,49541	12,5629727	125,629727	0,45	456,522934	106,45	32561,1256
2	12,5	32,56	0	0	0,2	0,9797959	1086,69	217,338	1064,7344	12,7577591	127,577591	0,45	479,130482	106,45	34703,4452
3	12,5	33,24	0	0	0,3	0,9539392	1109,385	332,8155	1058,28584	13,1035605	131,035605	0,45	476,228628	106,45	35428,21
4	12,5	32,49	0	0	0,4	0,91651514	1084,35375	433,7415	993,826628	13,6386181	136,386181	0,45	447,221983	106,45	34628,837
5	12,5	30,12	0	0	0,5	0,8660254	1005,255	502,6275	870,576367	14,4337567	144,337567	0,45	391,759365	106,45	32102,8184
6	12,5	25,82	0	0	0,6	0,8	861,7425	517,0455	689,394	15,625	156,25	0,45	310,2273	106,45	27519,7467
7	12,5	19,06	0	0	0,7	0,71414284	636,1275	445,28925	454,285901	17,5035011	175,035011	0,45	204,428656	106,45	20314,7317
8	12,5	0	8,82	0	0,8	0,6	222,705	178,164	133,623	20,8333333	208,333333	0,45	60,13035	106,45	7112,08418
somme								2433,34801			1800,024		3973,21125		306834,163

Kss	2,37254812
Kas	1,18332461

### Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 126,76m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-3	12,7	8,66	0	0	-0,3	0,9539392	239,76076	-71,928228	228,717188	13,3132174	133,132174	0,45	102,922735	108,18	7781,19571
-2	12,7	15,92	0	0	-0,2	0,9797959	539,83128	-107,96625	528,924473	12,9618832	129,618832	0,45	238,016013	108,18	17519,6844
-1	12,7	21,58	0	0,24	-0,1	0,99498744	739,89438	-73,989438	736,185613	12,7639803	127,639803	0,45	331,283526	108,18	24012,5322
0	12,7	25,56	0	0,88	0	1	896,55396	0	896,55396	12,7	127	0,45	403,449282	108,18	29096,7622
1	12,7	27,54	0	0,72	0,1	0,99498744	958,26834	95,826834	953,46496	12,7639803	127,639803	0,45	429,059232	108,18	31099,6407
2	12,7	31,8	0	1,35	0,2	0,9797959	1124,08335	224,81667	1101,37225	12,9618832	129,618832	0,45	495,617514	108,18	36481,001
3	12,7	32,48	0	0	0,3	0,9539392	1101,36432	330,409296	1050,6346	13,3132174	133,132174	0,45	472,78557	108,18	35743,6776
4	12,7	31,68	0	0	0,4	0,91651514	1074,23712	429,694848	984,554583	13,856836	138,56836	0,45	443,049563	108,18	34863,2915
5	12,7	29,22	0	0	0,5	0,8660254	990,82098	495,41049	858,076139	14,6646968	146,646968	0,45	386,134263	108,18	32156,1041
6	12,7	24,78	0	0	0,6	0,8	840,26502	504,159012	672,212016	15,875	158,75	0,45	302,495407	108,18	27269,961
7	12,7	17,81	0	0	0,7	0,71414284	603,91929	422,743503	431,284639	17,7835571	177,835571	0,45	194,078087	108,18	19599,5966
8	11,8	0	7,22	0	0,8	0,6	172,09592	137,676736	103,257552	19,6666667	196,666667	0,45	46,4658984	108,18	5585,20099
somme								2386,85347			1726,24918		3845,35709		301208,648

Kss	2,3342892
Kas	1,16975216

**Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 123,35m)**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	11,7	4,36	0	0	-0,4	0,91651514	111,20616	-44,482464	101,922129	12,7657466	127,657466	0,45	45,8649581	103,19	3442,6091
-3	12	12,46	0	0	-0,3	0,9539392	399,2184	-119,76552	380,830082	12,579418	125,79418	0,45	171,373537	106,45	12749,0396
-2	12	17,51	0	1,71	-0,2	0,9797959	615,8088	-123,16176	603,366936	12,2474487	122,474487	0,45	271,515121	106,45	19665,854
-1	12	21,26	0	3,48	-0,1	0,99498744	792,6696	-79,26696	788,696294	12,0604538	120,604538	0,45	354,913332	106,45	25313,9037
0	12	25,01	0	4,01	0	1	929,8008	0	929,8008	12	120	0,45	418,41036	106,45	29693,1885
1	12	28,76	0	3,48	0,1	0,99498744	1032,9696	103,29696	1027,79177	12,0604538	120,604538	0,45	462,506299	106,45	32987,8842
2	12	32,51	0	1,71	0,2	0,9797959	1096,4088	219,28176	1074,25684	12,2474487	122,474487	0,45	483,41558	106,45	35013,815
3	12	34,96	0	0	0,3	0,9539392	1120,1184	336,03552	1068,52485	12,579418	125,79418	0,45	480,836183	106,45	35770,9811
4	12	34,36	0	0	0,4	0,91651514	1100,8944	440,35776	1008,98638	13,0930734	130,930734	0,45	454,043873	106,45	35157,0627
5	12	32,26	0	0	0,5	0,8660254	1033,6104	516,8052	895,132864	13,8564065	138,564065	0,45	402,809789	106,45	33008,3481
6	12	28,39	0	0	0,6	0,8	909,6156	545,76936	727,69248	15	150	0,45	327,461616	106,45	29048,5742
7	12	22,31	0	0	0,7	0,71414284	714,8124	500,36868	510,478159	16,803361	168,03361	0,45	229,715172	106,45	22827,534
8	12	0	13,09	0	0,8	0,6	317,3016	253,84128	190,38096	20	200	0,45	85,671432	106,45	10133,0266
somme								2549,07982			1772,93229		4188,53725		324811,821

Kss	2,33867512
Kas	1,15034467

**Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 129m)**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-4	8,35	1,41	0	0	-0,4	0,91651514	25,66623	-10,266492	23,5234884	9,11059692	91,1059692	0,45	10,5855698	109,09	839,978709
-3	13	10,38	0	0	-0,3	0,9539392	360,2898	-108,08694	343,694564	13,6277029	136,277029	0,45	154,662554	109,09	11791,2043
-2	13	15,9	0	1,93	-0,2	0,9797959	618,8793	-123,77586	606,375399	13,2680694	132,680694	0,45	272,86893	109,09	20254,0629
-1	13	19,96	0	3,93	-0,1	0,99498744	829,2219	-82,92219	825,065373	13,0654916	130,654916	0,45	371,279418	109,09	27137,9451
0	13	24,03	0	4,58	0	1	993,0531	0	993,0531	13	130	0,45	446,873895	109,09	32499,6488
1	13	28,09	0	3,93	0,1	0,99498744	1111,4142	111,14142	1105,84317	13,0654916	130,654916	0,45	497,629425	109,09	36373,2525
2	13	32,15	0	1,93	0,2	0,9797959	1182,9168	236,58336	1159,01703	13,2680694	132,680694	0,45	521,557662	109,09	38713,3181
3	13	34,76	0	0	0,3	0,9539392	1206,5196	361,95588	1150,94634	13,6277029	136,277029	0,45	517,925855	109,09	39485,7669
4	13	33,95	0	0	0,4	0,91651514	1178,4045	471,3618	1080,02556	14,1841629	141,841629	0,45	486,011504	109,09	38565,6441
5	13	31,42	0	0	0,5	0,8660254	1090,5882	545,2941	944,477086	15,011107	150,11107	0,45	425,014689	109,09	35691,68
6	13	26,85	0	0	0,6	0,8	931,9635	559,1781	745,5708	16,25	162,5	0,45	335,50686	109,09	30500,3695
7	13	19,66	0	0	0,7	0,71414284	682,3986	477,67902	487,330076	18,2036411	182,036411	0,45	219,298534	109,09	22332,859
8	13	0	8,71	0	0,8	0,6	228,7246	182,97968	137,23476	21,6666667	216,666667	0,45	61,755642	109,09	7485,46998
somme								2621,12188			1873,48702		4320,97054		341671,2

Kss	2,36328483
Kas	1,17547782

**Stabilité pour le cas de vidange rapide (R = 124m)**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	12	7,69	0	0	-0,4	0,91651514	201,1704	-80,46816	184,375717	13,0930734	130,930734	0,45	82,9690727	102,1	6161,84935
-3	12	13,07	0	2,7	-0,3	0,9539392	505,2708	-151,58124	481,997623	12,579418	125,79418	0,45	216,898931	102,1	15476,4446
-2	12	16,82	0	5,69	-0,2	0,9797959	721,2204	-144,24408	706,648789	12,2474487	122,474487	0,45	317,991955	102,1	22090,9809
-1	12	20,57	0	7,46	-0,1	0,99498744	898,0812	-89,80812	893,579512	12,0604538	120,604538	0,45	402,11078	102,1	27508,2272
0	12	24,32	0	8,04	0	1	1036,8144	0	1036,8144	12	120	0,45	466,56648	102,1	31757,6251
1	12	28,07	0	7,46	0,1	0,99498744	1138,3812	113,83812	1132,67499	12,0604538	120,604538	0,45	509,703747	102,1	34868,6162
2	12	31,82	0	5,69	0,2	0,9797959	1201,8204	240,36408	1177,5387	12,2474487	122,474487	0,45	529,892414	102,1	36811,7589
3	12	35,57	0	2,7	0,3	0,9539392	1226,1708	367,85124	1169,69239	12,579418	125,79418	0,45	526,361577	102,1	37557,6116
4	12	37,69	0	0	0,4	0,91651514	1207,5876	483,03504	1106,77232	13,0930734	130,930734	0,45	498,047543	102,1	36988,4082
5	12	35,62	0	0	0,5	0,8660254	1141,2648	570,6324	988,364309	13,8564065	138,564065	0,45	444,763939	102,1	34956,9408
6	12	31,81	0	0	0,6	0,8	1019,1924	611,51544	815,35392	15	150	0,45	366,909264	102,1	31217,8632
7	12	25,82	0	0	0,7	0,71414284	827,2728	579,09096	590,790949	16,803361	168,03361	0,45	265,855927	102,1	25339,3659
8	12	4,08	12,76	0	0,8	0,6	440,0256	352,02048	264,01536	20	200	0,45	118,806912	102,1	13477,9841
9	7,62	0	2,96	0	0,9	0,43588989	45,561504	41,0053536	19,8597992	17,4814789	174,814789	0,45	8,93690962	102,1	1395,54887
somme								2893,25151			1951,02034		4755,81545		355609,225

Kss	2,31809636
Kas	1,16416539

