

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

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**THEME DU PROJET :**

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES  
DU BARRAGE DE DRAA DISS (W.SETIF)

**PRESENTEE PAR :**

BENCHABANE Nour El Houda.

**Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
B.TOUAIBIA	Professeur	Président
A.ZEROUAL	Maitre de Conférences (B)	Examineur
M.BOUZIANE	Maitre Assistant (A)	Examineur
A.OSMANI	Maitre Assistant (A)	Examineur
B.BENLAOUKLI	Maitre de Conférences (A)	Promoteur

**JANVIER- 2018**

# Remerciements



*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*



*Je voudrais remercier spécialement mon encadreur Monsieur B.BENLAOUKLI, Maître de Conférence à l'ENSH, et Monsieur ZEROUAL pour avoir assuré de manière agréable le suivi quotidien de mon travail et pour m'avoir fait profiter de son expérience. Ses compétences scientifiques.*

*Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert (ANBT) qui nous a fourni les données de la région d'étude en particulier, MR BOUCHEIR Ingénieur de DET, M<sup>me</sup> LOUIZA qui n'ont pas ménagé le moindre effort pour mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration et au couronnement de ce mémoire.*

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

## **Remerciements plus particuliers à :**

*Les étudiants qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire et spécialement :*

*BOUGUELIA Imene, AMERIOUNE Souhila,, AMARA Fatma, BOUTAOUI Aymen et tout mes autres amis*

*Sans oublier de remercier : L'ensemble du personnel de l'ENSH pour leurs aide.*



*Sourelhouda*

# Dédicaces

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère.*

*Mon père.*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à*

*Mon frère ABDELMALEK et mes sœurs Fella et Imene.*

*Mes chères copines Aicha, Fatima*

*Mes amis à l'ENSH.*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

*Hourelhouda*

## الملخص

في إطار إنجاز مشروع سد على مستوى واد مجاز ببلدية العلما ولاية سطيف، الموجهة 80 % من سعته للقطاع الفلاحي و20 % من سعته لقطاع التزويد بمياه الشرب، تم تصميم هذا السد البالغ ارتفاعه 55 مترا والمنشآت الملحقة له من قناة سطحية لتصريف المياه وقناة للتفريغ من قاع السد وبرج قياس منسوب المياه، طبقا للأسس الجيولوجية والهيدرولوجية لتكون قدرة استيعابه حوالي 76 مليون مترا مكعبا، دون إهمال جانب ثبات المنشآت وهذا بعد القيام بدراسات حسابية تقنية واقتصادية من أجل اختيار التصميم الملائم، الذي من أجله تباشر عمليات الإنشاء وتنظم على أساسه مراحل وفترات إضافة إلى تجهيزات الأشغال، والخروج في الأخير بمشروع قابل للاستغلال حسب ما خطط له.

**كلمات مفتاحية:** ماء، سد، ري ، قناة تصريف المياه، الفيض.

## Résumé :

Dans le but de mobiliser la ressource en eau superficielle, la wilaya de Sétif a bénéficié d'un projet de réalisation d'un barrage sur l'Oued Medjez situé dans la commune d'El Eulma. 80% de sa capacité est destinée à l'Irrigation et 20% est destinée pour l'alimentation en eau potable. Le barrage est de 30 mètres de hauteur et possède une capacité de rétention de l'ordre de 76 millions de mètres. La présente étude concerne les ouvrages annexes à savoir : l'évacuateur de crue, la vidange de fond et la tour de prise. Le dimensionnement des ouvrages est basé sur les critères géologiques, géotechniques et hydrologiques, en tenant compte des aspects liés à la stabilité et la dimension économique du projet.

**Mots clés :** Barrage, crue, débit, irrigation, évacuateur, eau,

## Abstract:

Within the framework of the realization of the project of a dam on the wadi Medjez to the municipality of de El Eulma wilaya of Setif. The capacity of this hydraulic structure has shared in 80% for the agricultural vocation and 20% for supplying with drinking water.. The height of the dike is 55 meters in height for a volume equal to 76 million cubic meters. The present study concerns annexed hydraulic structures, namely the spillway, the bottom drain and the catch tower. The design of the structures is based on geological, geotechnical and hydrological criteria, taking into account the stability and economic aspects of the project.

**Key words:** Dam, flood, flow, irrigation, spillway, water

## TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GENERALE .....	1
-----------------------------	---

### Chapitre I : PRESENTATION DU SITE DU BARRAGE

Introduction .....	3
I.1 Situation géographique de la wilaya de Sétif.....	3
I.2 Situation géographique de la région d'étude.....	3
I.3 La topographie de site du barrage .....	4
I.4 La géomorphologie du site du barrage.....	5
I.5 Choix de l'axe du barrage .....	5
Conclusion.....	6

### Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction .....	7
II.1 Etude géologique .....	7
II.1.1 La géologie régionale .....	7
II.1.2 La stratigraphie à l'emplacement du barrage.....	7
II.1.3 L'hydrogéologie de la région .....	9
II.1.3.1 Caractéristiques lithologiques des formations aquifères .....	9
II.1.4 Géologie de la cuvette .....	11
II.1.5 La géologie des zones d'emprunt .....	11
II.1.5.1 Les zones d'emprunt des argiles pour le noyau.....	11
II.1.5.2 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges amont et aval.....	12
II.1.5.3 La zone d'emprunt des calcaires .....	13
II.2 Etude géotechnique.....	14
II.2.1 Zones d'emprunt des argiles pour le noyau.....	14
II.2.2 Le mode opératoire des différents essais géotechniques .....	15
II.2.2.1 La granulométrie.....	15
II.2.2.2 La sédimentométrie .....	15
II.2.2.3 Limites d'Atterberg .....	15
II.2.2.4 L'essai Proctor (NFP 94-093).....	16
II.2.2.5 Essai de compressibilité à l'oedomètre .....	17
II.2.2.6 Essai Micro- Deval .....	17
II.2.2.7 Essai Los Angeles.....	18

II.2.2.8 Essai de cisaillement.....	18
II.2.3 Les résultats des essais géotechniques.....	19
II.2.3.1 Zone d'emprunt des argiles .....	19
a. Zone d'emprunt des argiles amont .....	19
b. Zone d'emprunt des argiles aval .....	21
II.2.3.2 Recharges du barrage.....	24
II.2.3.3 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges .....	26
II.2.3.4 Matériaux d'encrochements .....	27
II.3 Sismicité .....	29
Conclusion .....	30

### **Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE**

Introduction : .....	31
1 III.1 BASSIN VERSANT .....	31
III.1.1 Caractéristiques géométriques.....	32
a-Surface, Périmètre et longueur de talweg principale.....	34
b-Paramètres de forme .....	33
III.2 HYPOMETRIE DU BASSIN VERSANT .....	34
III.2.1 Le relief .....	34
a-Répartition et courbe hypométrique.....	34
b-Détermination des altitudes caractéristiques ( $H_{max}$ ; $H_{min}$ ; $H_{50\%}$ ; $H_{95\%}$ ; $H_{5\%}$ ; $H_{moy}$ )	35
c- Calcul des indices de pente : .....	36
III.2.2 Caractéristique hydrographique du bassin.....	38
III.2.2.1 Chevelu hydrographique .....	38
a- Longueur du cours d'eau principal (L) .....	39
b- Profil en long du cours d'eau.....	39
c- Pente moyenne du cours d'eau principal $I_c$ .....	40
d- Densité de drainage $D_d$ .....	40
e- Densité hydrographique $F$ .....	40
f- Coefficient de torrencialité $C_t$ .....	40
III.2.2.2 Temps de concentration du bassin versant $t_c$ .....	41
III.2.2.3 Vitesse moyenne de ruissellement $V_r$ .....	42
III.2.2.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant : .....	43
a- Températures.....	44

b- Humidité .....	44
c- Ensoleillement.....	45
d- Le vent.....	45
e- les précipitations.....	45
f- Autres informations climatiques .....	46
III.3 ETUDE DE PRECIPITATIONS .....	47
III.3.1 Test d'Homogénéité des données.....	47
III.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières .....	49
III.3.2.1. Choix de la loi d'ajustement.....	50
a- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL : .....	50
b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normal .....	52
III.3.2.2. Test de validité de l'ajustement : .....	54
III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences .....	55
III.3.4 Etude des apports .....	58
III.3.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel : .....	58
• Méthodes empiriques : .....	58
• Méthode analogique.....	59
III.3.4.2 Calcul des apports fréquentiels .....	60
III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort .....	64
III.3.5.1 Formule de Tixeront.....	64
III.3.5.2 Formule de Fournier.....	65
III.3.5.3 Calcul du volume mort.....	65
III.4 ETUDE DES CRUES : .....	66
a- Méthodes empiriques .....	67
b- Méthode analogique (GRADEX) (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010).....	69
III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski : .....	74
III.4.1.1 Choix de la crue de projet .....	77
III.4.2 Régularisation de l'écoulement .....	78
III.4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue .....	79
III.4.2.2 Répartition des besoins.....	81
III.4.2.3 Calcul du volume utile : .....	82
a- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	84
b- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes : .....	91
III.5 LAMINAGE DES CRUES .....	91
Introduction : .....	91
III.5.1 Méthode de KOTCHERINE : .....	92

III.5.1.2 Estimation du débit de crue laminée : .....	92
III.5.1.3 Estimation de la charge au-dessus du déversoir : .....	93
III.5.1.4 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de $H_d$ et $b$ : .....	95
III.6 CALCUL D'OPTIMISATION .....	98
III.6.1. La revanche .....	98
a) Formule de MALLET et PACQUANT (Touaibia, 2001).....	98
b) Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J., & Pougatsch H, 2011). .....	99
c) Formule Simplifiée: .....	99
III.6.2. Tassement de la digue et fondations .....	100
III.6.3 Largeur en crête.....	101
III.6.4. Calcul des coûts.....	102
III.6.4.1. Coût de la digue.....	102
III.6.4.2. Coût de l'évacuateur de crues .....	103
• Le déversoir :.....	103
• Le coursier :.....	104
III.8.6.3. Coût total du barrage .....	105

#### **Chapitre IV : ETUDE DE LA VARIANTE DE L'EVACUATEUR DE CRUE**

Introduction .....	108
IV.1 CHOIX DE TYPE DE L'EVACUATEUR DE CRUE .....	109
IV.2 CHOIX DE LA RIVE FAVORABLE .....	109
IV.3 EVACUATEUR LATERAL A ENTONNEMENT FRONTAL.....	110
IV.3.1 Canal d'approche .....	110
<input type="checkbox"/> Vitesse d'approche : .....	110
<input type="checkbox"/> Pente du canal d'approche .....	111
<input type="checkbox"/> Hauteur du mur du canal d'approche ( $H_m$ ) .....	111
<input type="checkbox"/> Longueur du canal d'approche.....	112
IV.3.2 Déversoir du canal latéral à entonnement frontal .....	112
<input type="checkbox"/> Quadrant aval : .....	112
<input type="checkbox"/> Quadrant amont.....	113
IV.3.3 Chenal d'écoulement.....	115
• Détermination de la ligne d'eau .....	115
• Profondeur critique : .....	115
<input type="checkbox"/> Pente critique.....	115
<input type="checkbox"/> Profondeur normale :.....	116

□ Détermination de la hauteur des murs bajoyers .....	116
IV.3.4 Convergent .....	116
IV.3.5 Coursier .....	117
□ Profondeur critique : .....	117
□ Pente critique : .....	118
□ Profondeur normale : .....	118
□ Calcul de la ligne d'eau : .....	118
□ Méthode d'intégration indirecte : .....	118
□ Détermination de la hauteur des murs bajoyers .....	120
□ Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier .....	121
IV.3.6 Bassin de dissipation .....	122
□ La stabilité du ressaut : .....	122
□ Choix du type de dissipateur : .....	122
□ Dimensionnement des blocs de chutes : .....	123
□ Dimensionnement des blocs de chicane : .....	124
□ Hauteur du seuil terminal .....	124
IV.3.7 Canal de fuite .....	124
□ Profondeur critique .....	124
□ Pente critique .....	124
□ Profondeur normale .....	125
□ Vitesse dans le canal .....	125
IV.4 ETUDE GENIE CIVIL .....	125
Introduction : .....	125
IV.4.1 Etude de stabilité .....	126
IV.4.1.1 Stabilité du déversoir .....	126
□ Pré-dimensionnement de l'ouvrage .....	126
□ Méthode du contour linéaire (Méthode de Bligh) .....	127
□ Calcul des forces .....	128
a) Forces verticales .....	128
b) Forces horizontales .....	130
□ Stabilité au renversement .....	130
□ Stabilité au glissement .....	131
□ Stabilité au poinçonnement .....	131
□ Pré-dimensionnement des murs bajoyers .....	132
□ Calcul des forces .....	133

<input type="checkbox"/> Forces verticales.....	133
<input type="checkbox"/> Forces horizontales.....	133
<input type="checkbox"/> Stabilité au renversement .....	133
<input type="checkbox"/> Stabilité au glissement.....	133
<input type="checkbox"/> Stabilité au poinçonnement .....	134
IV.4.2 Ferrailage .....	134
IV.4.2.1 Ferrailage du rideau de coursier.....	134
A- Calcul des moments .....	135
B- Calcul des aciers.....	136
IV.4.2.2 Ferrailage de la semelle du coursier.....	137
IV.4.2.3 Ferrailage du radier du déversoir .....	141
a) Calcul des forces .....	141
b) Calcul des contraintes .....	141
<input type="checkbox"/> Section d'aciers : .....	143
<input type="checkbox"/> Choix des aciers : .....	143
Conclusion.....	143

## **Chapitre V** DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU ET ETUDE DE LA DERIVATION PROVISoire, BARATDEAU ET LA VIDANGE DU FOND

Introduction : .....	145
V.1 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU .....	145
V.1.1 Détermination des diamètres de la prise d'eau.....	145
<u>* La première tranche :</u> .....	145
<input type="checkbox"/> La deuxième tranche : .....	146
<input type="checkbox"/> La troisième tranche : .....	146
V.1.2 Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de la prise d'eau.....	146
V.2 ETUDE DE L'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISoire.....	147
V.2.1 types d'ouvrages de dérivation provisoire.....	147
Galerie de dérivation .....	147
Conduite de dérivation .....	147
Canal de dérivation.....	147
V.2.2 Choix de la crue de dimensionnement.....	147
V.2.3 Dimensionnement du canal de dérivation .....	148
V.2.3.1 Détermination de la largeur du canal.....	148

V.2.3.2 Détermination du régime d'écoulement .....	148
Pente critique .....	148
a) Profondeur normale .....	149
Conclusion .....	150
V.3 DIMENSIONNEMENT DU BATARDEAU .....	150
V.3.1 Type du batardeau .....	150
V.3.2 Détermination de la côte de crête du batardeau .....	150
V.3.3 Détermination de la largeur en crête du batardeau .....	150
V.4 OUVRAGE DE VIDANGE .....	151
V.4.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange .....	151
V.4.1.1 Calcul du débit de vidange .....	151
V.4.1.2 Calcul de la section de conduite de vidange de fond et son diamètre .....	151
V.4.2 Aération de la conduite de vidange .....	151
V.4.2.1 Calcul de diamètre de la conduite d'aération .....	152
Conclusion .....	154

## **Chapitre VI ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER**

Introduction .....	155
VI.1 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES .....	155
VI.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE .....	155
VI.2.1 Installations destinées aux personnels .....	155
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux .....	156
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins .....	156
VI.2.4 Installations destinées pour la préfabrication .....	156
VI.3 TRAVAUX DE REALISATION .....	156
VI.3.1 Travaux de terrassements .....	156
VI.3.2 Travaux d'excavations .....	156
VI.3.3 Travaux secondaires .....	156
VI.4 PLANIFICATION .....	157
VI.4.1 Attribution des durées de chaque opération .....	157
VI.4.2 Symboles des différentes opérations .....	157
VI.4.3 Techniques de planification .....	157
VI.4.3.1 Méthode basée sur le réseau .....	157
a) Réseau à flèches .....	158

b) Réseau à nœud .....	158
VI.4.3.2 Planification avec la méthode du tableau.....	160
VI.4.3.3 Planification avec la méthode de GANTT.....	160
VI.5 SUIVI DES TRAVAUX.....	161
VI.5.1 Méthode des courbes en S.....	161
VI.5.2 Objectif.....	161
IV.5.3 Graphique.....	161
IV.5.4 Interprétation.....	161
Conclusion.....	161
CONCLUSION GENERALE.....	163

## Chapitre II ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

<b>Tableau II.1</b> Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (NF P94 - 093). ...	17
<b>Tableau II.2</b> Charge abrasive en fonction de la granulométrie.....	17
<b>Tableau II.3</b> Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt amont.....	19
<b>Tableau II.4</b> Tableau caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt amont .....	20
<b>Tableau II.5</b> Les paramètres d'identification des argiles (zone amont).....	21
<b>Tableau II.6</b> Caractéristiques mécaniques des argiles (zone amont).....	21
<b>Tableau II.7</b> Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt aval. ....	22
<b>Tableau II.8</b> Caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt aval. ....	22
<b>Tableau II.9</b> les paramètres d'identification des argiles (zone aval). ....	23
<b>Tableau II.10</b> caractéristiques mécaniques des argiles (zone aval). ....	23
<b>Tableau II.11</b> Granulométrie des matériaux conglomératiques.....	24
<b>Tableau II.12</b> Caractéristiques d'état des matériaux conglomératiques. ....	25
<b>Tableau II.13</b> Les paramètres d'identification des matériaux conglomératiques. ....	25
<b>Tableau II.14</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux conglomératiques. ....	26
<b>Tableau II.15</b> caractéristiques des calcaires de recharge. ....	27
<b>Tableau II.16</b> Les résultats des essais mécaniques et d'identification réalisés sur les calcaires de carrière. .....	28
<b>Tableau II.17</b> Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003).....	29

## Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

<b>Tableau III.01</b> Classification de bassin selon l'indice de compacité de GRAVELUS.....	33
<b>Tableau III.02</b> Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude. ....	35
<b>Tableau III.03</b> Détermination de la pente Roche Ip .....	37
<b>Tableau III .04</b> Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief) .....	38
<b>Tableau III.05</b> Récapitulatif du temps de concentration.....	42
<b>Tableau III.06</b> Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant .....	43
<b>Tableau III.07</b> Températures mensuelles en degrés Celsius (ANRH) .....	44
<b>Tableau III.08</b> L'Humidité mensuelle en % (ANRH).....	44
<b>Tableau III.09</b> Insolation, nébulosité mensuelles (ANRH) .....	45
<b>Tableau III.10</b> Précipitations moyennes en mm (A.N.R.H).....	46
<b>Tableau III.11</b> Caractéristiques propres à la station de BELAA .....	47

<b>Tableau III.12</b> Précipitations interannuel (A.N.R.H).....	48
<b>Tableau III.13</b> : Résultats du test de la médiane .....	48
<b>Tableau III.14</b> Répartition des pluies mensuelles : .....	49
<b>Tableau III.15</b> Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée. ....	50
<b>Tableau III.16</b> Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel .....	52
<b>Tableau III.17</b> Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton .....	53
<b>Tableau III.18</b> Résultats du test d'adéquation .....	54
<b>Tableau III.19</b> Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon. ....	55
<b>Tableau III.20</b> Pluies maximales fréquentielles .....	55
<b>Tableau III.21</b> Pluies de courtes durées et leurs intensités pour les différentes périodes de retour.....	56
<b>Tableau III.22</b> Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques .....	59
<b>Tableau III.23</b> La répartition des apports moyen mensuel de la station Koudiat Tendart d'Oued Bou Saleh (A.N.R.H) .....	59
<b>Tableau III.24</b> La répartition des apports moyen mensuel estimé du site de Draa Diss .....	60
<b>Tableau III.25</b> Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement.....	63
<b>Tableau III.26</b> Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....	63
<b>Tableau III.27</b> Représente les valeurs de $\alpha$ en fonction de la perméabilité.....	65
<b>Tableau III.28</b> Représente les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour Données selon la formule de Mallet-Gauthier.....	67
<b>Tableau III.29</b> Représente les résultats des débits maximum des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti.....	68
<b>Tableau III.30</b> Représente les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza.....	68
<b>Tableau III.31</b> Représente les valeurs des débits maximums des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski .....	69
<b>Tableau III.32</b> Récapitulatif des valeurs des débits maximaux des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour. ....	69
<b>Tableau III.33</b> Débits de pointe pour la méthode de GRADEX.....	73
<b>Tableau III.34</b> Les valeurs des débits de pointe optées .....	74
<b>Tableau III.35</b> Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\gamma$ .....	75
<b>Tableau III.37</b> Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986) .....	78
<b>Tableau III.38</b> Caractéristiques topographiques de la retenue. ....	79

<b>Tableau III.39</b> Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et AEP au cours de l'année. (A.N.R.H) .....	81
<b>Tableau III.40</b> La répartition de volume transféré au cours de l'année (A.N.R.H).....	81
<b>Tableau III.41</b> Répartition des apports et de besoins mensuels : .....	82
<b>Tableau III.42</b> Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	83
<b>Tableau III.43</b> Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes. ....	85
<b>Tableau III.44</b> Evaporation mensuelle sur le barrage de Draa Diss (ANRH) .....	86
<b>Tableau III.45</b> Valeurs du coefficient $\delta$ : .....	86
<b>Tableau III.46</b> Volumes des pertes du barrage. ....	86
<b>Tableau III.47</b> Représentation des volumes des pertes du barrage. ....	87
<b>Tableau III.48</b> Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes par les deux consignes .....	88
<b>Tableau III.49</b> Volumes des pertes dans la retenue (2 <sup>ème</sup> approximation).....	89
<b>Tableau III.50</b> Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2 <sup>ème</sup> approximation).....	89
<b>Tableau III.51</b> Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2 <sup>ème</sup> approximation).....	90
<b>Tableau III.52</b> Données initiales.....	94
<b>Tableau III.53</b> Récapitulatif des résultats de calcul pour la détermination la charge globale $4H_0$ .....	4
<b>Tableau III.54</b> Récapitulatif des résultats de calcul des débits de crue pour les différentes largeurs de l'évacuateur de crue .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b> 6
<b>Tableau III.55</b> Récapitulatif des résultats de calcul des volumes forcés pour les différentes charges déversantes .....	96
<b>Tableau II.56</b> Récapitulatif des résultats de calculs des débits de crue à évacuer.....	96
<b>Tableau III.57</b> Débits laminé et charges déversantes pour les différentes largeurs du déversoir.....	98
<b>Tableau III.58</b> Résultats de calculs de la revanche.....	100
<b>Tableau III.59</b> Résultats de calcul de la largeur en crête.....	101
<b>Tableau III.60</b> Volume des terres pour une largeur déversante de 20 m.....	102
<b>Tableau III.61</b> Cout de la digue .....	103
<b>Tableau III.62</b> Coût de déversoir .....	104
<b>Tableau III.63</b> Coût de coursier .....	105
<b>Tableau III.64</b> Coût total du barrage. ....	105
<b>Tableau III.65</b> Récapitulatif des résultats de calculs de l'optimisation.....	106
<b>Tableau III.66</b> Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage .....	107

## **Chapitre IV** ETUDE DE LA VARIANTE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

<b>Tableau IV.01</b> Coordonnées du quadrant aval du déversoir.....	112
<b>Tableau IV.02</b> les origines O, rayons de courbure $R_i$ .....	114
<b>Tableau IV.03</b> la ligne d'eau de la première partie du coursier par la méthode d'intégration indirecte : .....	120
<b>Tableau IV.04</b> Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.....	121
<b>Tableau IV.05</b> Vitesses critiques pour différentes sections dans la première partie du coursier .....	122
<b>Tableau IV.06</b> Type du ressaut selon l'USBR.....	122
<b>Tableau IV.07</b> Epaisseurs du radié selon la méthode de Bligh.....	128
<b>Tableau IV.08</b> : Récapitulative des valeurs aux différents aciers du rideau et radier.....	141
<b>Tableau IV.09</b> Récapitulative des valeurs aux différents aciers du déversoir .....	143

## **Chapitre V** DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU ET ETUDE DE LA DERIVATION PROVISoire, BARATDEAU ET VIDANGE DU FOND

<b>Tableau V.01</b> les vitesses des conduites de la prise d'eau .....	146
<b>Tableau V.2</b> les valeurs de la revanche par les différentes formules .....	150
<b>Tableau V.3</b> la largeur en crête par les différentes formules .....	151

## Chapitre I : PRESENTATION DU SITE

<b>Figure I.1:</b> carte de l'organisation administrative de la wilaya de Sétif.....	3
<b>Figure I.2</b> situation géographique de la région d'étude (Google map) .....	4
<b>Figure I.3:</b> l'emplacement du barrage d'après la carte topographique de bougie 1/250000.....	5

## Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

<b>Figure II.1</b> Les formations géologiques à l'emplacement d'axe du barrage (D'après la carte géologique d'El Eulma (1/50.000)).(A.N.R.H).....	8
<b>Figure II.2</b> Extrait de la légende de la carte géologique d'El Eulma (1/50 000). (A.N.R.H) ...	9
<b>Figure II.3</b> Colonne lithostratigraphique et hydrogéologie (Mezerzi, 2011).....	10
<b>Figure II.4</b> La zone d'emprunt des argiles amont .....	12
<b>Figure II.5</b> La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges.....	13
<b>Figure II.6</b> Carte de micro-zonage sismique du territoire national-RPA 2003 (structureparasismic.com) .....	29

## Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

<b>Figure III.1</b> Bassin versant Oued Medjez (quatre Cartes topographiques d'Eulma Est et Ouest, Ferdjioa Est et Ouest - l'échelle 1/50.000) .....	32
<b>Figure III.02</b> Hypsométrie du bassin versant.....	34
<b>Figure III.03</b> Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage Draa Diss .....	35
<b>Figure III.04</b> Réseau hydrographique et la répartition de Schum (1957) du Bassin versant Oued Medjez .....	39
<b>Figure III.05</b> Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant Oued Medjez.....	40
<b>Figure III.06</b> Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle. ....	46
<b>Figure III.7</b> Répartition mensuelle des précipitations de la station de BELAA (1968-2012) ..	49
<b>Figure III.8</b> Ajustement à la loi Gumbel.....	52
<b>Figure III.9</b> Ajustement à la loi log normal .....	54
<b>Figure III.10</b> Courbes des pluies de courte durée .....	57
<b>Figure III.11</b> Courbes des intensités fréquentielles. ....	57
<b>Figure III.12</b> Répartition mensuelle de l'apport moyen du site Draa Diss.....	60
<b>Figure III.13</b> Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ .....	64
<b>Figure.14</b> Graph de la méthode de GRADEX.....	73
<b>Figure III.15</b> Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.....	77
<b>Figure III.16</b> Hydrogramme de la crue de projet. ....	78
<b>Figure III.17</b> Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette .....	80
<b>Figure III.18</b> Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur ..	80

<b>Figure III.19</b> Répartition mensuelle des apports et besoins.....	83
<b>Figure III.20</b> 1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation.....	91
<b>Figure III.21</b> 2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation.....	91
<b>Figure III.22</b> : Courbes $H=f(Q, q)$ .....	97
<b>Figure III.23</b> : Courbes $Q=f(V_{\text{forcé}}, q_{\text{lam}})$ .....	97
<b>Figure III.24</b> Le cout de la digue, de l'évacuateur et le cout total .....	106
<b>Figure III.25</b> Courbe Capacité-Hauteur avec les différents niveaux de volume .....	106

#### **Chapitre IV : ETUDE DE LA VARIANTE DE L'EVACUATEUR DE CRUE**

<b>Figure IV.01</b> Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.....	110
<b>Figure IV.02</b> Profil déversoir type Creager ( $H=0.3$ m).....	113
<b>Figure IV.03</b> Schéma du détail du quadrant amont du déversoir.....	114
<b>Figure IV.04</b> Schéma du déversoir à parement amont surplombant (source Small Dams) ..	114
<b>Figure IV.05</b> Profil de la ligne d'eau du coursier.....	120
<b>Figure IV.06</b> Bassin de dissipation USBR type II .....	123
<b>Figure V.07</b> Répartition des forces agissantes sur le déversoir.....	126
<b>Figure IV.08</b> Schéma de pré-dimensionnement du radier du déversoir.....	127
<b>Figure IV.09</b> Représentation des points d'application des forces suivant le repère (XOY) .	130
<b>Figure IV.10</b> Les forces agissantes sur le mur des bajoyers. ....	132
<b>Figure IV.11</b> Forces déterminantes pour le calcul du ferrailage du rideau du coursier.....	135

#### **Chapitre V : DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU ET ETUDE DE LA DERIVATION PROVISOIRE**

<b>Figure V.1</b> Schéma illustratif pour l'aération de la vidange du fond .....	153
--	-----

#### **Chapitre VI : ORGANISATION DES TRAVAUX DU CHANTIER**

<b>Figure VI.01</b> Réseau à nœud pour la réalisation des ouvrages annexes de barrage Draa Diss.....	160
<b>Figure VI.02</b> Phases d'avancement de projet.....	161

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une source rare, précieuse et indispensable, c'est le facteur moteur du développement industriel, touristique, agricole, urbain et rural.

En Algérie, l'important développement industriel et l'urbanisation active qui l'accompagne ont considérablement accrue la demande sur le besoin d'eau.

Pour satisfaire ces exigences nous sommes obligés de rechercher des techniques favorables pour une meilleure gestion, exploitation et conservation des réserves hydriques.

La wilaya de Sétif possède des potentiels hydriques peu considérables servent au développement socio-économique, ces potentiels hydriques en permanences croissantes puisque elles sont basés sur l'irrégularité des pluies. Les sècheresses répétées et la demande de cette source de vie toujours est en croissance permanent soit pour l'alimentation en eau potables ou bien l'irrigation, obligent la création des retenues collinaires ou l'engendrement des projets de transfert, comme le complexe hydraulique « Sétif-Hodna ».

Le complexe hydraulique « Sétif-Hodna », commandé par les deux anciens barrages hydroélectriques de Petite Kabylie (Ighil Emda et Erraguène), destinés aujourd'hui à alimenter deux systèmes parallèles :

- Système Ouest de Ighil-Emda Mahouane ( $122 \text{ h m}^3 / \text{an}$ ) :  $31 \text{ hm}^3$  pour l'AEP de la ville de Sétif et des agglomérations avoisinantes et  $91 \text{ hm}^3$  pour l'irrigation de  $13\,000 \text{ ha}$  dans les Hautes Plaines Sétifiennes.
- Systèmes Est d'Erraguène-Tabellout-Draa Diss ( $184.22 \text{ hm}^3 / \text{an}$ ) :  $36.84 \text{ hm}^3$  destinés à l'AEP de la ville d'El Eulma et des agglomérations avoisinantes, et  $147,38 \text{ hm}^3$  à l'irrigation de  $30\,000 \text{ ha}$ .

Le barrage de Draa Diss ; sur lequel on a fait l'étude, constitue le réservoir aval du système Est du projet de transfert « Sétif-Hodna ». C'est le réservoir qui recueillera les eaux transférées, dans un premier temps, graviterement depuis la retenue existante d'Erraguène dans le réservoir intermédiaire de Tabellout (projeté), et dans deuxième temps, par pompage depuis la retenue de Tabellout comme il est illustré dans la figure ci-dessous.



**Figure.1** : Schéma représentatif du projet de transfert « Sétif-Hodna » (ANRH).

Le barrage Draa Diss a été déjà construit, et d'après l'agence nationale des barrages et de transfert (ANBT) ; il est en exécution.

# CHAPITRE I

## PRESENTATION DU SITE

## Introduction

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

### I.1 Situation géographique de la wilaya de Sétif

La wilaya de Sétif est située dans à l'est algérien dans la région des hauts plaines entre les méridiens de 4° et 7° Est, et les parallèles de 35° et 37° Nord.

Elle est limitée : au Nord par les wilayas de Bejaïa et Jijel ; au Sud par les wilayas de Bordj Bou Arreridj.

Avec une superficie de 6.549,64 km<sup>2</sup>, la wilaya de Sétif compte 60 communes rattachées à 20 daïras.

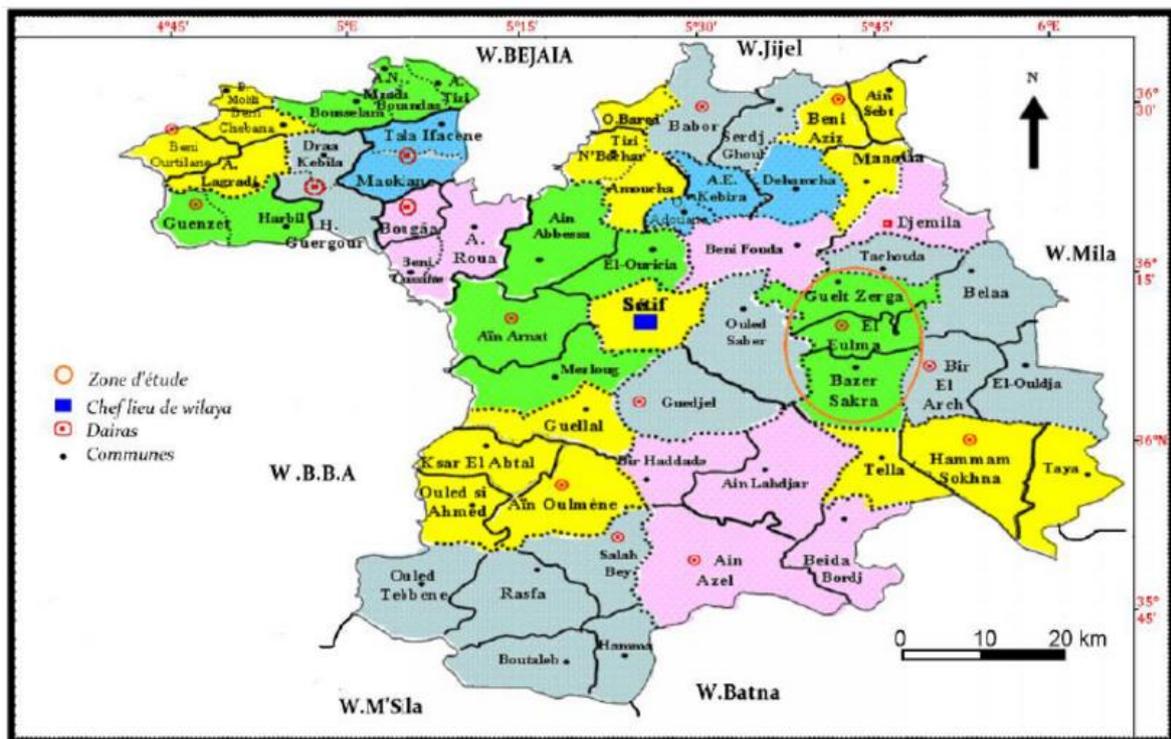
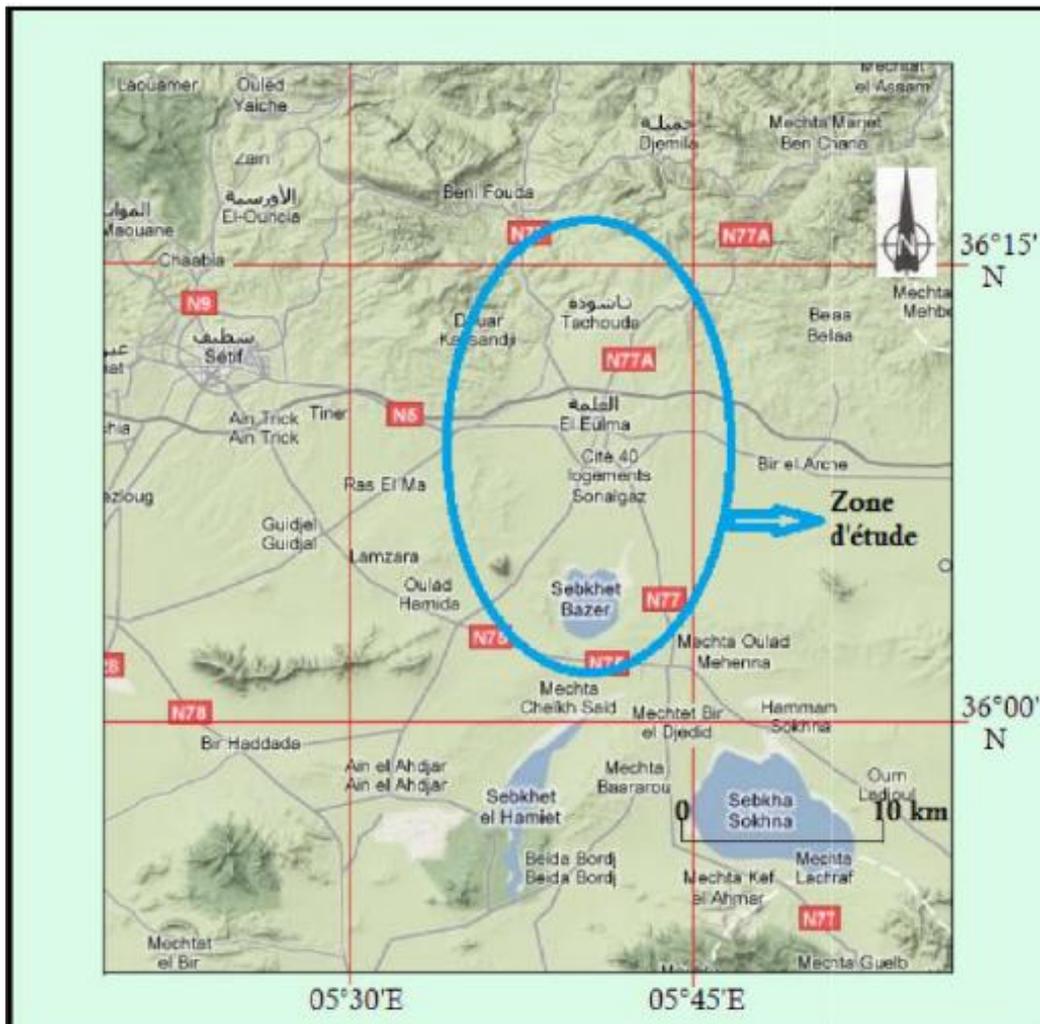


Figure I.1 : carte de l'organisation administrative de la wilaya de Sétif.

### I.2 Situation géographique de la région d'étude

Le domaine objet de notre étude appartient aux hautes plaines sétifiennes. Ce dernier est localisé entre les monts du Hodna au Sud, et de la chaîne des Babors au Nord à une altitude moyenne de 950 mètre, le sous bassin versant de Sebket Bazer, un des sous bassins d'El Eulma qui fait partie du grand bassin des hauts plateaux constantinois.

Il est limité par Djemila et Béni fouda au nord Tella et Ain Lahdjar au Sud, Bir el Arch à l'Est, Guidjal et Ouled Sabor à l'Ouest (Figure I.2).



**Figure I.2** situation géographique de la région d'étude (Google map)

### I.3 La topographie de site du barrage

Le barrage de Draa diss est situé à 11.5 km ; Nord-Est de la ville d'El Eulma, et à quelques kilomètres Est de la commune de Tachouda, sur une branche d'un affluent d'oued Medjez en amont de bassin de Sebkhet Bazer.

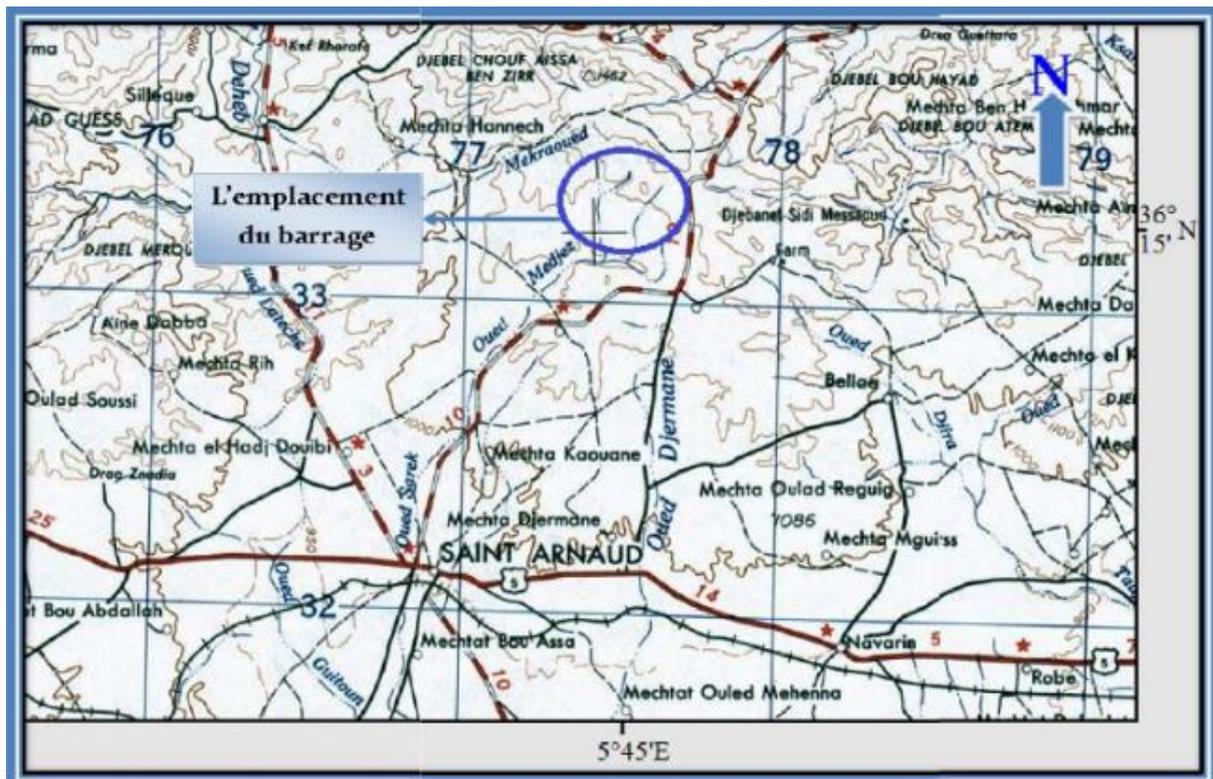
Selon la carte topographique d'El Eulma l'axe du barrage a pour coordonnées Lambert :

$$X=773.5 \text{ km}$$

$$Y=331.1 \text{ km}$$

Le talweg de l'oued Medjez est en pente douce d'environ 1.40%. La vallée présente au niveau de l'axe du barrage une largeur en fond de l'ordre de 140m. La longueur développée totale de la crête du barrage est de l'ordre de 956 m.

La rive gauche a une pente d'environ 30° et altitude de 1158 NGA, alors la rive droite a une pente de près de 10° et altitude de 1155 NGA.



**Figure I.3** : Emplacement du barrage d'après la carte topographique de l'Eulma et de Ferdjioua 1/250000.

#### **I.4 La géomorphologie du site du barrage**

Géomorphologiquement nous sommes en présence d'une haute plaine peu accidentée, d'une altitude moyenne de 930 m à 950 m. Elle est entourée par les massifs suivants : El Djebir (1336 m), Draa Ben Rhzil (1239 m), Dj Tafoudech (1231 m) et Draa El Matmoura (1371 m).

Les reliefs s'abaissent progressivement du Nord vers le Sud, à l'exception de Djebel Tnoutit (1139 m) au Sud-est et Dj Braou au Sud-ouest (1262m).

Au sud de la ville d'El Eulma tous les oueds s'écoulent vers une dépression fermée représentée par la Sebket Bazer.

#### **I.5 Choix de l'axe du barrage**

L'objectif de mon mémoire est d'étudier les ouvrages annexes du barrage Draa Diss, et pour cela, le choix du site du barrage est une étape essentielle et très importante pour ces études.

L'axe du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir : économiques, hydrologiques, topographiques, géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.

La projection de l'axe doit répondre à ces conditions :

- L'axe doit être 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 court possible pour des raisons économiques.

En se basant sur les conditions citées précédemment, on a pu choisir le site de cette retenue et avec l'assurance d'avoir dans la cuvette les matériaux de construction nécessaires pour la réalisation de l'ouvrage en qualité et en quantité suffisante.

### **Conclusion**

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

# CHAPITRE II

## ETUDES GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

## Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont une grande importance dans le stade de la conception. Elles ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols, ainsi que la sismicité de la région. Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt. Les résultats de ces études nous serviront au calcul de stabilité des différents ouvrages, de vérification des tassements et des infiltrations.

## II.1 Etude géologique

### II.1.1 Géologie régionale

La région d'El Eulma fait partie des zones externes de la chaîne des Maghrébines de l'Afrique du Nord (Durand-Delga, 1969), le domaine allochtone, a connu des phases de déformations Cénozoïque aboutissant à la mise en place les nappes de charriage essentiellement à vergence sud.

### II.1.2 Stratigraphie à l'emplacement du barrage

D'après la carte géologique d'El Eulma (1/50.000) et sa notice explicative, la zone où le barrage sera fondé connaît les formations suivantes :

- **Alluvions actuelles**: Ce sont des sables, des limons et des graviers qui représentent le lit d'Oued Medjez et ces affluents.

- **Terres arables, formation de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé** : les Terres arables sont déposées sur des placages limoneux et supportent un sol brun ou calcaire.

- **Mio-pliocène** : C'est un ensemble très complexe des sédiments, constitué par des couches de sables, limons rougeâtre, cailloutis, et conglomérats avec des épaisseurs variables.

- **Lutétien** : les marnes grises ou noires à boules jaunes du lutétien n'apparaissent qu'à la faveur de synclinaux déversés ou couchés et n'excèdent pas de 100 m de puissance visible.

- **Yprésien-Lutétien inférieur** : des calcaires massifs gris ou blancs noires à la cassure riche en silex noirs. Alternance de marnes et de calcaires, puis calcaires et de marno-calcaires.

- **Maëstrichtien supérieur à Paléocène** : marnes indifférenciées toujours très froissées, parfois à boules jeunes,

- **Campanien supérieur et Maestrichien** : cet ensemble est essentiellement carbonaté riche en débris organique, présentée par des calcaires jaunes en bancs de métriques alternant

avec des minces niveaux marno-calcaire gris.

- **Campanien-Maestrichtien inférieur** : marnes noires à boules jaunes .Cette formation très caractéristique affleure largement dans les anticlinaux des Ouled Sabor et de Djemila, il s'agit de marne noire monotone à boules jaunes.

- **Santonien supérieur à Campanien** : Calcaires cristallins à lumachelles d'ostreïdés.

C'est une barre constituée par l'alternance de marnes grises ou gris noir et de calcaires cristallins en bancs métriques ocres ou blanchâtre lumachellique à Huitres. L'épaisseur de cet ensemble est d'environ 80 à 100 mètres.

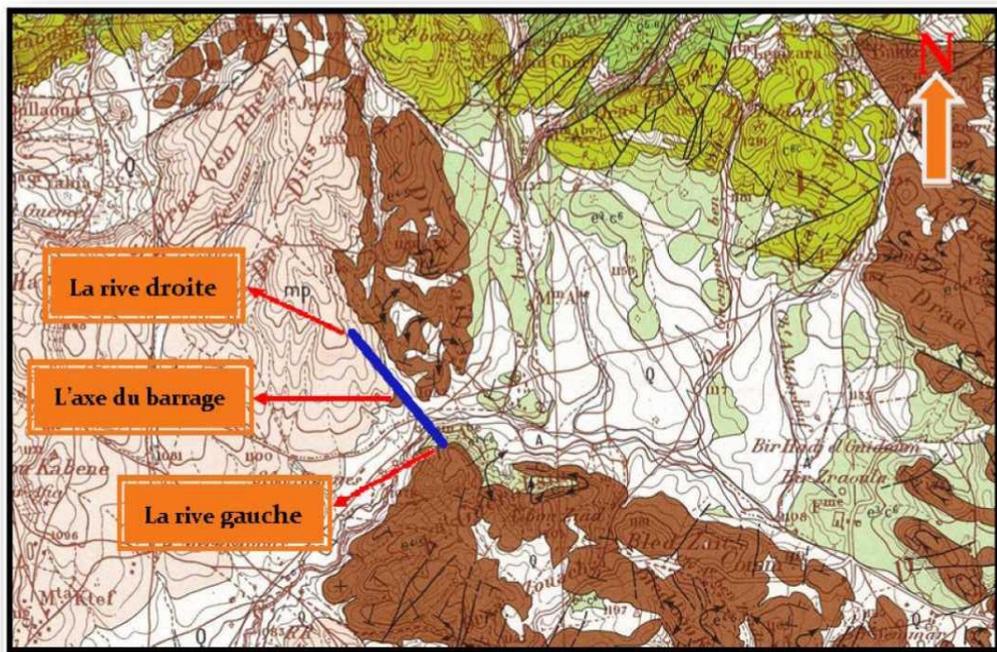


Figure II.1 Les formations géologiques à l'emplacement d'axe du barrage (D'après la carte géologique d'El Eulma (1/50.000)).(A.N.R.H)



Figure II.2 Extrait de la légende de la carte géologique d'El Eulma (1/50 000). (A.N.R.H)

### II.1.3 L'hydrogéologie de la région

L'hydrogéologie est la science qui étudie l'eau souterraine. Elle consiste à faire une analyse des caractéristiques géologiques et géophysiques de la région qui sont les facteurs les plus déterminant de la répartition et de l'extension des aquifères, et à déterminer le compartiment hydrodynamique de ces derniers. Elle est donc essentiellement basée sur la géologie, la géophysique, l'étude des logs stratigraphiques des forages implantés sur la région et l'expérimentation par pompage.

#### II.1.3.1 Caractéristiques lithologiques des formations aquifères

La détermination des différents aquifères dans la plaine de d'El Eulma, a été faite sur l'analyse lithostratigraphique et structurale des formations géologiques ainsi que sur les données géophysiques.

À partir de cette analyse, le cache hydrogéologique de la plaine montre deux aquifères :

- L'un superficiel ; qui est l'aquifère Mio-plio-quadernaire.
- L'autre profond ; qui est l'aquifère Jurassico-Crétacé.

Nous essayons de voir dans ce qui suit les caractéristiques de ces deux aquifères

### a- Aquifère superficiel de Mio-Plio-Quaternaire

La couverture Mio-Plio-Quaternaire représente un aquifère à porosité d'interstices, c'est un aquifère hétérogène, constitué essentiellement par une alternance des formations perméables et des niveaux marno-argileuses, il s'agit des alluvions, grés, sables, conglomérat et calcaire lacustres. C'est un aquifère multicouche à étendue régionale.

### b- Aquifère profond (Jurassico-crétacé)

Les niveaux aquifères sont édifiés au niveau des bancs carbonatés fortement tectonisés et bien fissurés et karstifiés, ceci leur donne la capacité de renfermer des potentiels hydriques considérables.

Ce sont des aquifères à porosité secondaire qui sont constitués dans les formations profondes du Jurassico-crétacé.

### c- Colonne lithostratigraphique

Cette colonne (**Figure II.3**) établie à l'échelle de la région montre la lithostratigraphie des différentes formations géologiques et détermine leur intérêt hydrogéologique, c'est-à-dire distinguer les formations perméables aquifères et les formations imperméable (substratum).

Age			Epaisseur (m)	Log Stratigraphique	Lithologie	Hydrogéologie	
Système	Sous-Système	Symbole				Perméabilité	Aquifère/substratum
Quaternaire	Villafranchien	A	quelques dizaines de mètres		sables-limons	intercalation des niveaux perméables et imperméables	Aquifère multicouche
		Q <sub>t</sub>			gravier- terre arables		
Néogène	Mio-pliocène	Q <sub>c</sub>	450-500		glaciers	impermeable	Substratum
		S			calcaire lacustre sol de Sebkha		
Paléocène	Lutétien	e <sup>6-7</sup>	100		marnes grise à boules jaunes	impermeable	Substratum
	Ypresien-lutétien inf	e <sup>4-5</sup>	200		calcaire bitumineux à cassure noire et silex noirs	perméables	Aquifère
Crétacé-sup	Maest sup à Paléocène	e <sup>3-6</sup>	300		marnes noires indifférenciées	impermeable	Substratum
	Campanien sup - Maestrichtien	c <sup>6c</sup>	250		calcaire bien réglés	perméables	Aquifère
	Campanien Maestrichtien	c <sup>5-6a</sup>	150		marnes noires a boules jaunes	impermeable	Substratum
	Santonien sup à Campanien	c <sup>4-5</sup>	80-100		calcaires cristallins à lumachelles	perméables	Aquifère Potentielle
Jurassique-sup		J <sup>6</sup>	70-80		calcaire	perméables	Aquifère Potentielle

**Figure II.3 Colonne lithostratigraphique et hydrogéologie (Mezerzi, 2011)**

## **II.1.4 Géologie de la cuvette**

La majeure partie de la cuvette est constituée par les formations de la nappe de Djemila, rappelons que la nappe de Djemila est composée de formations marneuses et calcaires allant du Crétacé supérieur (étage Campanien) à l'Eocène moyen.

Au cœur de la retenue, les affleurements visibles révèlent un substratum essentiellement marneux (marnes e<sup>3</sup>-c<sup>6</sup> du Maestrichtien supérieur au Paléocène). Ces marnes sont généralement recouvertes d'alluvions et colluvions datant du Quaternaire, qui constituent donc l'essentiel des terrains directement en contact avec la retenue. Ces formations sont considérées comme imperméables.

Vers le barrage, apparaissent les calcaires de l'Yprésien-Lutétien surmontant les marnes, puis les dépôts conglomératiques reposant en discordance sur les calcaires.

## **II.1.5 La géologie des zones d'emprunt**

### **II.1.5.1 Les zones d'emprunt des argiles pour le noyau**

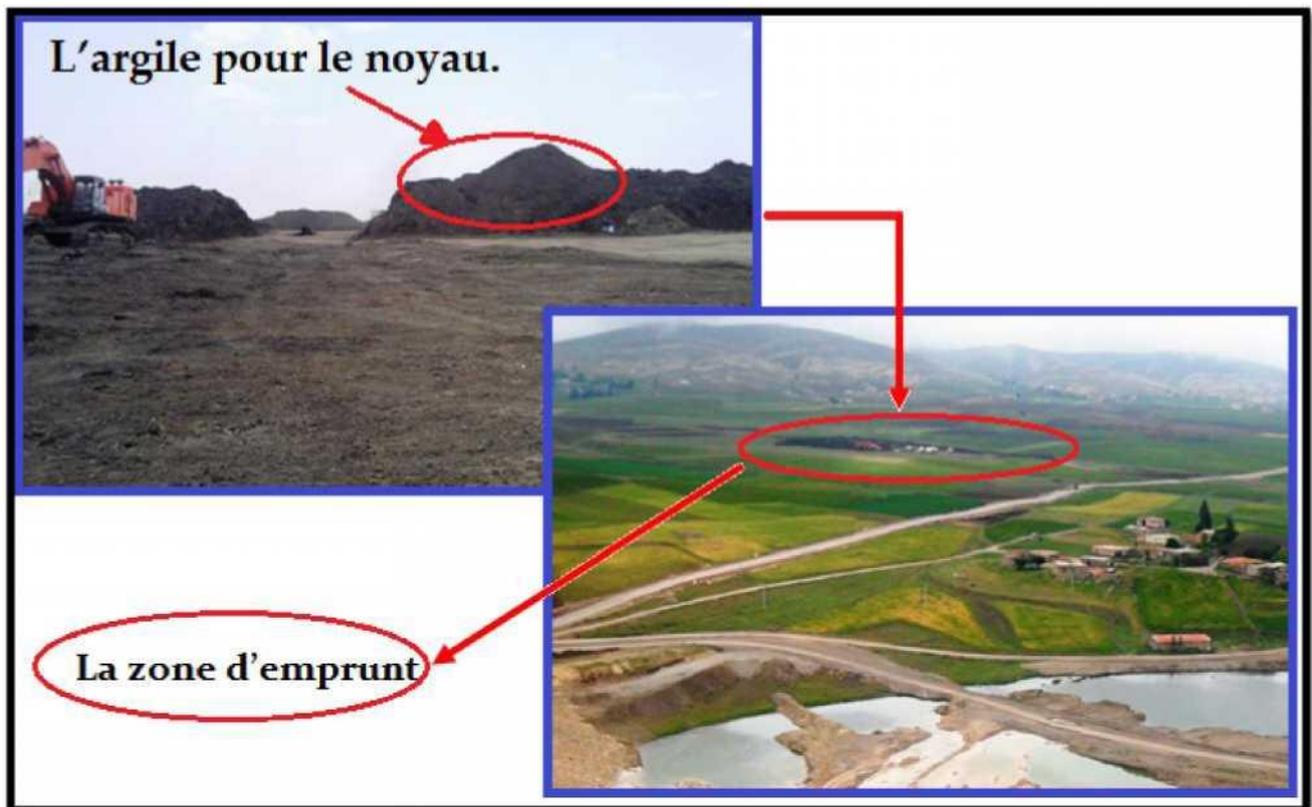
L'étude a proposé deux zones acceptables à l'exploitation en raison d'avoir un volume suffisant pour la conception du noyau. Ces zones se situent sur des formations géologiques qui datent en principe le Quaternaire.

La première zone est située à l'intérieur de la cuvette à environ 1 km à l'Est du barrage et la deuxième zone est située à environ 2km à l'aval de l'axe du barrage.

L'exploitation de cette zone se fera en procédant avec les phases suivantes :

- Levé topographique de la zone à exploiter.
- Reconnaissance complémentaire au moyen de puits réalisée à la pelle mécanique.
- Débroussaillage et décapage de la terre végétale.
- Détermination de la profondeur à partir de laquelle l'argile est considéré comme bonne pour la mise en remblai.

Le traitement de l'argile à l'emprunt se fera au moyen d'un Bulldozer.



**Figure II.4** La zone d'emprunt des argiles amont

### **II.1.5.2 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges amont et aval**

Le périmètre d'exploitation du gisement des calcaires est situé à proximité du site du barrage en rive gauche. La visite de site et l'observation des affleurements, montrent que ces calcaires sont relativement compacts mais présentent des passages très fracturés liés à la tectonique de l'ensemble du site, ces calcaires à cassure noire avec des niveaux de silex parfois intercalés avec les marnes.

Ce gisement a été investigués pour être utiliser en tant que matériaux pour les recharges. L'exploitation de cette zone se fera en procédant avec les phases suivantes :

- levé topographique de la zone à exploiter.
- nettoyage de tout le matériau restant.
- détermination d'une coupe géologique pour définir la hauteur de la couche à sélectionner suivant la zone de sa mise en ouvre à la recharge.
- extraction de matériau à l'aide d'une pelle mécanique ou de Bulldozer suivant les conditions des fronts de travail.
- La dimension maximale des fragments de roche ne dépasse pas 60 cm.



**Figure II.5** La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges

### II.1.5.3 La zone d'emprunt des calcaires

La carrière des calcaires est située à environ 2 km au Nord du barrage.

A l'affleurement, le site montre des bancs métriques de calcaires gris alternant avec des niveaux marneux (moins abondants).

Ces calcaires utilisés comme agrégats, enrochements de protection, filtres et drains.

La carrière s'organise suivant les étapes ci-dessous :

**Forage** : percement de trous verticaux dans la roche selon une maille déterminée.

**Minage** : remplissage des trous de foration avec des explosifs. L'explosion successive des trous fracture la roche grossièrement et l'abat.

**Reprise** : une pelle récupère la roche abattue et la charge dans un engin de transport.

**Roulage** : un engin achemine les matériaux grossiers jusqu'à l'installation de traitement.

**Scalpage, concassage, broyage et criblage** : sont éventuellement effectués pour trier les matériaux et obtenir la granulométrie souhaitée.

## II.2 Etude géotechnique

Les recherches et les travaux de reconnaissance sur site nous ont permis de préciser la nature, les caractéristiques et la configuration des terrains des matériaux pouvant servir éventuellement pour la construction de la digue de barrage.

L'étude géotechnique de site basée sur les puits, les sondages et les coupes lithologiques. Des essais de laboratoire comprenant les essais d'identification (physiques), essais mécaniques ainsi que des essais chimiques. Ces essais nous permettent de mieux décrire et de connaître la nature et les caractéristiques géotechniques des matériaux nécessaires pour la réalisation de l'ouvrage.

- Essais physiques :
  - Teneur en eau naturelle  $W_n$ .
  - Densité sèche.
  - Degré de saturation  $S_r$ .
  - Granulométrie.
- Essais mécanique :
  - Compressibilité à l'oedomètre.
  - Essai de cisaillement.
  - Résistance à la traction.
- Essais chimiques :
  - Teneur en chlorure
  - Teneur en matière organique

### II.2.1 Zones d'emprunt des argiles pour le noyau

Deux secteurs ont été investigués pour être utilisé en tant que zone d'emprunt de matériaux argileux, la première zone située à l'intérieur de la cuvette à environ 1 km à l'Est du barrage reconnu par 36 puits et la deuxième zone situé à environ 2km à l'aval de l'axe du barrage, reconnu par 9 puits.

Un ensemble des essais de laboratoire réalisés pour connaître et confirmer les caractéristiques de ces argiles, et qui sont :

- Teneur en matière organique.
- Granulométrie.
- La sédimentométrie.
- Analyse chimique.
- Mesure de densité.
- La teneur en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai Proctor.
- Cisaillement direct.

## II.2.2 Le mode opératoire des différents essais géotechniques

### II.2.2.1 La granulométrie

C'est un essai physique qui consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulée sur chaque tamis est rapportée à la masse totale séchée de l'échantillon soumis à l'analyse, s'effectue par deux voies :

- Une voie sèche après le lavage du sol et faire un tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 mm.

- Pour les particules de taille inférieure à 80µm, l'analyse est faite par sédimentation.

➤ **La courbe granulométrique** : représentation des pourcentages massiques des différents tamisats dans un papier semi-logarithmique en fonction de la dimension nominale d'ouverture des tamis (En abscisses: on met les dimensions de l'ouverture des tamis en valeurs croissantes et en ordonnées: on met les pourcentages des passants).

Et on détermine par ce diagramme le suivant:

- La dimension des plus gros éléments ( $d_{max}$ );
- Le % de tamisât à 2mm et à 80µm;
- Le facteur d'uniformité:  $C_u = d_{60} / d_{10}$ .
- Le facteur de courbure:  $C_c = (d_{30})^2 / (d_{10} \times d_{60})$ .

### II.2.2.2 La sédimentométrie

Cet essai est utilisé pour des échantillons de sols passant par le tamis 0.075mm.

Le principe de cet essai est basé sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse de la décantation des particules en fonction du diamètre de ces particules.

- Sécher l'échantillon dans une étuve 105° C.

- Ajouter 20g de l'échantillon avec 1000 cm<sup>3</sup> d'eau distillé pendant 2 min.

- Ajouter 10 cm<sup>3</sup> de solution défloculant d'hexametaphosphate de sodium et compléter par l'eau jusqu'à 2000 cm<sup>3</sup>.

- Agitation vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme par l'agitateur manuel.

- Plonger lentement le densimètre et déclasser en même temps le chronomètre.

- Les lectures de la température sont à 0.25, 0.5, 1, 2, 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320 minutes.

### II.2.2.3 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

La consistance d'un sol fin varie avec sa teneur en eau.

La limite de liquidité  $W_L$  (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité  $W_P$  (teneur en eau pondérale) au point de transition entre les états plastique et solide.

La limite de retrait  $W_r$  est la teneur en eau pondérale au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus.

$$I_P = W_L - W_P$$

$$I_C = W_L - W / I_P$$

W: est la teneur en eau du sol dans son état naturel et ne comprend pas d'élément > à 400µm.

Les limites d'Atterberg sont effectuées sur le seul mortier (diamètre des grains < à 400µm).

La limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle de Casagrande, soit au pénétromètre à cône.

La limite de liquidité déterminée à la coupelle de Casagrande  $W_L$  est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle l'entaille pratiquée dans l'échantillon se referme de 10mm sous 25 coups appliqués à une vitesse normalisée.

On détermine graphiquement que la limite de liquidité  $W_L$ , correspondant à un nombre de coup égal à 25.

La limite de liquidité  $W_L$  est la teneur en eau du matériau correspond conventionnellement à un enfoncement de 17 mm du cône dans le sol.

Donc la limite de liquidité  $W_L$  sera déterminée graphiquement (correspondant à un enfoncement du cône à 17mm).

La limite de plasticité  $W_P$  est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3mm et de 100mm de longueur.

La limite de retrait conventionnelle  $W_r$  ne concerne que les sols remaniés. C'est la teneur en eau pondérale de dessiccation au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus.

#### II.2.2.4 L'essai Proctor (NFP 94-093)

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, pour chacune des teneurs en eau, avec une énergie conventionnels.

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

Selon la finesse des grains du sol, deux types de moules :

Le moule Proctor:

Le diamètre de moule intérieur = 101,6 mm / H = 117 mm (sans rehausse) ;

V moule Proctor = 948cm<sup>3</sup>.

Le moule CBR:

Moule = 152 mm / H = 152 mm (sans rehausse) dont disque d'espacement de 25,4 mm d'épaisseur, soit une hauteur H utile = 126,6 mm

V moule CBR = 2 296 cm<sup>3</sup>.

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer deux types d'essai (choix par rapport à l'énergie de compactage) : L'essai Proctor normal, ou bien L'essai Proctor modifié.

**Tableau II.1** Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié (NF P94 - 093).

<b>Proctor</b>	<b>Masse de la dame (g)</b>	<b>Hauteur de chute (mm)</b>	<b>Nb de coups par couche</b>	<b>Nombre de couche</b>	<b>Diamètre du mouton</b>
<b>Normal</b>	<b>2490</b>	<b>305</b>	<b>25 (m Proctor)</b>	<b>3</b>	<b>51 mm</b>
			<b>55 (moule CBR)</b>	<b>3</b>	<b>51 mm</b>
<b>Modifié</b>	<b>4535</b>	<b>457</b>	<b>25 (m Proctor)</b>	<b>5</b>	<b>51 mm</b>
			<b>55 (moule CBR)</b>	<b>5</b>	<b>51 mm</b>

#### **II.2.2.5 Essai de compressibilité à l'oedomètre**

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (oedomètre), un dispositif applique sur cette éprouvette un effort triaxial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissant et décroissant suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge, l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

#### **II.2.2.6 Essai Micro- Deval**

L'essai consiste à mesurer l'usure des granulats produite par frottements réciproques, dans un cylindre en rotation, dans des conditions bien définies (en présence d'eau et d'une charge abrasive)

La granularité des matériaux soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires (diamètre compris entre 4 et 50mm).

Les classes granulaires entre 4 et 14 mm, une charge abrasive est utilisée

**Tableau II.2** Charge abrasive en fonction de la granulométrie

<b>Classe granulaire en (mm)</b>	<b>Charge abrasive (g)</b>
<b>4-6.3</b>	<b>2000 + ou -5</b>
<b>6.3-10</b>	<b>4000 + ou -5</b>
<b>10-14</b>	<b>5000 + ou -5</b>

Pour effectuer un essai en présence d'eau on ajoute 2,5 L d'eau (classe granulaire 4 à 14mm) ou bien 2 L d'eau pour la classe granulaire (25-50mm), on mesure après abrasion et

usure dans un cylindre de rotation (V=12000 tours en 2heures). La masse m des éléments inférieurs à 1,6 mm produits, soit à sec, soit en présence d'eau

La résistance à l'usure s'exprime par le coefficient Micro- Deval MDE:

$$MDE = (m/M).100 = (M-m^*/M).100$$

Avec :

**M** : la masse sèche de l'échantillon pour essai (500 ou 10000 g).

**m=M-m\*** : la masse sèche de la fraction du matériau passant après l'essai au tamis de 1,6 mm.

La masse de l'échantillon pour essai est de 500g pour la classe (4-14mm) et 10 kg pour la classe (25-50).

### II.2.2.7 Essai Los Angeles

L'essai consiste à mesurer la masse m d'éléments inférieurs à 1,6 mm, produits par la fragmentation du matériau testé (diamètre compris entre 4 et 50 mm) et que l'on soumet aux chocs de boulets normalisés, dans le cylindre de la machine Los Angeles en 500 rotations.

Si M est la masse du matériau soumis à l'essai et m la masse des éléments inférieurs à 1,6mm produits au cours de l'essai, la résistance à la fragmentation aux chocs s'exprime par le coefficient Los Angeles LA:

$$LA = (m/M).100$$

### II.2.2.8 Essai de cisaillement

#### a. Essai non consolidé non drainé (UU)

L'essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol. L'application de la pression hydrostatique  $\delta_3$  et le cisaillement sont effectués à drainage fermé. La résistance au cisaillement du sol est généralement constante ( $\varphi = 0$ ). Elle est appelée «cohésion non drainée » et notée  $C_u$ . Elle traduit la résistance du sol dans son état actuel et permet de déterminer la capacité portante immédiate d'une fondation, d'étudier la stabilité immédiate d'un talus, d'un mur de soutènement.

#### b-Essai consolidé non drainé (CU)

Chaque éprouvette est consolidée (à drainage ouvert) sous une pression hydrostatique  $\delta_3$  puis cisailée à volume constant, donc à drainage fermé, sous cette même pression.

L'essai permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol, en fonction de la pression de consolidation, à partir des caractéristiques  $C_{cu}$  et  $\varphi_{cu}$ . En outre, en mesurant la pression interstitielle, on détermine en cours de cisaillement les caractéristiques intergranulaires ou effectives  $C'$  et  $\varphi'$  des sols satures, sans avoir recours à l'essai consolidé drainé ci-après toujours très long lorsque le sol est peu perméable.

## II.2.3 Les résultats des essais géotechniques

### II.2.3.1 Zone d'emprunt des argiles

L'argile destinée à l'étanchéité du barrage doit être répondeu aux critères suivant :

- ✓ Pas des éléments supérieurs 20 mm.
- ✓ 0% <fraction comprise entre 20mm et 2mm<10%.
- ✓ 0% <fraction comprise entre 2 mm et 0.2mm<12%.
- ✓ 70% <fraction inférieur à 80 microns. <100%
- ✓ 40% <W<sub>L</sub><60% et 20% <I<sub>p</sub><35%.
- ✓ La teneur en eau des argiles sélectionnées au moment du compactage doit en principe, être comprise entre -2% et +2% par rapport à la teneur optimale de l'essai de compactage Proctor.

#### a. Zone d'emprunt des argiles amont

##### ➤ La granulométrie et sédimentométrie

Le tableau qui suit récapitule les différentes classes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt amont :

**Tableau II.3 :** Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt amont

<b>Granulométrie (passant en mm)</b>			
2	0.080	0.02	0.002
<b>%des passants</b>			
84	77	59	33

#### Discussion des résultats

Les analyses granulométries et sédimentométrie montrent que :

- ✓ La teneur moyenne en fines argileuses (<2 μm) est de 33 %.
- ✓ La teneur moyenne en silts (diamètre compris entre 2 et 80 μm) est de 44 %.
- ✓ La teneur moyenne en particules <80 μm est proche de 77% (soit 23% de sables et graviers).

Ce qui montre que les matériaux sont très fins.

Donc ce type de sol est un silt fortement argileux et n'est pas une argile pure.

##### ➤ Les paramètres d'identification

Le tableau qui suit récapitule les caractéristiques d'état des argiles de la zone amont

**Tableau II.4** Tableau caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt amont

Paramètre	Symbole	Valeur
La teneur en eau naturelle.	W <sub>n</sub>	24,89%
Le poids volumique humide	γ <sub>h</sub>	1,89 g/cm <sup>3</sup>
Le poids volumique sec.	γ <sub>d</sub>	1,51 g/cm <sup>3</sup>
Le poids volumique des grains solides	γ <sub>s</sub>	2,62 g/cm <sup>3</sup>

#### Discussion des résultats

- ✓ La zone d'emprunt amont présente une teneur en eau W<sub>n</sub> = 24,89%.
- ✓ La densité sèche, γ<sub>d</sub>, = 1,51 à l'état naturel.
- ✓ La densité des grains solides γ<sub>s</sub>, est de 2,62 cette valeur indiquée la possibilité de la présence de minéraux peu denses.
- ✓ Indice des vides : C'est le rapport entre le volume des vides et le volume des solides.

$$e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 = 73,5\%.$$

- ✓ Le degré de saturation : C'est le rapport entre le volume d'eau dans l'échantillon et le volume des vides.

$$\gamma_h (1+e) = \gamma_s + e \cdot Sr$$

$$\gamma_h (1+e) - \gamma_s = e \cdot Sr$$

$$Sr = (\gamma_h (1+e) - \gamma_s) / e$$

$$Sr = 89,6\%$$

Donc les argiles ne sont pas totalement saturées.

#### ➤ Limites d'Atterberg

Le tableau qui suit récapitule les paramètres d'identification des argiles, à partir de la détermination des limites d'Atterberg.

**Tableau II.5** Les paramètres d'identification des argiles (zone amont).

Paramètre	Symbole	Valeur
Limite de liquidité	W <sub>L</sub>	57%
Limite de plasticité	W <sub>P</sub>	28%
L'indice de plasticité	I <sub>P</sub>	29%

**Interprétation :** L'indice de plasticité I<sub>P</sub> = 29 %, pour une limite de liquidité de 57 % et une limite de plasticité de 28 %, donc selon le degré de plasticité, cette argile est peu plastique.

#### ➤ L'essai Proctor

Les essais Proctor réalisés par LTPE sur les argiles de cette zone mettent en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de 20.4% pour une densité sèche de 1,56.

➤ **Les résultats des essais mécaniques**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.6** Caractéristiques mécaniques des argiles (zone amont).

Paramètre	Symbole	Valeur
La cohésion drainée	Cd	0,47 (bar)
L'angle de frottement interne	$\phi$	23,2°
La cohésion sèche	Cu	2,1 (bar)
L'angle de frottement interne	$\phi$	24,6°

**b. Zone d'emprunt des argiles aval**

➤ **La granulométrie et sédimentométrie**

Le tableau qui suit récapitule les différentes classes granulométriques des argiles de la zone d'emprunt aval.

**Tableau II.7** Granulométrie des argiles de la zone d'emprunt aval.

Granulométrie (passant en mm)			
2	0,080	0,02	0,002
%des passants			
99	95	61	39

**Discussion des résultats :** Les analyses granulométriques et sédimentométrie montrent que :

- ✓ La teneur en fines argileuses (< 2  $\mu\text{m}$ ) est de 39 %.
- ✓ La teneur en silts (diamètre compris entre 2 et 80  $\mu\text{m}$ ) est de 56 %.
- ✓ La teneur moyenne en particules <80  $\mu\text{m}$  est proche de 95 % (soit 5% de sables et graviers).  
Ce qui montre que les matériaux sont très fins.

Donc ce type de sol est un silt fortement argileux et n'est pas une argile pure.

➤ **Les paramètres d'identification**

Le tableau qui suit récapitule les caractéristiques d'état des argiles de la zone aval

**Tableau II.8** Caractéristiques d'état d'argiles de la zone d'emprunt aval.

Paramètre	Symbole	Valeur
La teneur en eau naturelle.	Wn	27,49%
Le poids volumique humide	$\gamma_h$	1,81 g/cm <sup>3</sup>
Le poids volumique sec.	$\gamma_d$	1,42 g/cm <sup>3</sup>
Le poids volumique des grains solides	$\gamma_s$	2,58 g/cm <sup>3</sup>

### Discussion des résultats :

- ✓ La zone d'emprunt aval présente une teneur en eau  $W_n = 27,49\%$ .
- ✓ La densité sèche,  $\gamma_d = 1,42$  à l'état naturel.
- ✓ La densité des grains solides  $\gamma_s$  est de 2,5, cette valeur indique la possibilité de la présence de minéraux peu denses.
- ✓ Indice des vides,  $e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 = 81,7\%$ .
- ✓ Le degré de saturation  $S_r = \gamma_h(1+e) - \gamma_s/e = 86,7\%$ .

Donc les argiles ne sont pas totalement saturées.

### ➤ Limites d'Atterberg

Le tableau qui suit récapitule les paramètres d'identification des argiles, à partir de la détermination des limites d'Atterberg.

**Tableau II.9** les paramètres d'identification des argiles (zone aval).

Paramètre	Symbole	Valeur
Limite de liquidité	$W_L$	50,6%
Limite de plasticité	$W_P$	25,8%
L'indice de plasticité	$I_P$	24,8%

**Interprétation :** L'indice de plasticité  $I_P = 24,8\%$ , pour une limite de liquidité de 50,6% et une limite de plasticité de 25,8 %.

Donc selon le degré de la plasticité, cette argile est peu plastique.

### ➤ L'essai Proctor

Les essais Proctor réalisés par LTPE sur les argiles pour le noyau mettent en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de 21% pour une densité sèche de 1,53.

### ➤ Les résultats des essais mécaniques

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10** caractéristiques mécaniques des argiles (zone aval).

Paramètre	Symbole	Valeur
La cohésion drainée	$C_d$	1 (bar)
L'angle de frottement interne	$\phi$	11°
La cohésion sèche	$C_u$	2 (bar)
L'angle de frottement interne	$\phi$	24°

➤ **La teneur en matière organique**

Ces argiles semblent généralement avoir une teneur en matière organique moyenne de l'ordre de 1,6 %. Pour une utilisation comme argile à noyau, le parentage de matière organique dans l'argile ne doit pas dépassé 2 %.

**Conclusion sur les argiles**

Le parentage des éléments passant à diamètre 0,080 mm supérieur à 90% avec un indice de plasticité  $I_p$  supérieur à 20% montrent que ces argiles conviennent bien à la construction du noyau.

Dans les deux zones, les analyses de sédimentométrie montrent que le type de sol est un silt fortement argileux (et donc se n'est pas une argile pure).

La nature géologique et les caractéristiques mécaniques des deux sites, sont très Similaires.

L'écart relativement important (8% environ) existant entre la limite de plasticité (qui est proche de la Teneur en eau naturelle, de l'ordre de 28%) et la teneur en eau à l'optimum Proctor (de L'ordre de 20%). Cet écart pose un problème de mise en place.

Ce problème nécessite une planche d'essai, laquelle permettra également de définir les difficultés de mise en œuvre de ce type de matériaux, (contrôles des limites d'Atterberg et de l'optimum Proctor lors des travaux).

**II.2.3.2 Recharges du barrage**

**a. Les conglomérats**

La présence dans la cuvette des matériaux conglomératiques en grande quantité et la facilité d'exploitation. Fait que ce dernier soit choisi comme matériaux pour les recharges du barrage.

Les tranchées réalisées en rive droite lors de la Faisabilité avaient fait apparaître un matériau très hétérogène, présentant une alternance d'horizons franchement argileux, d'autres au contraire très caillouteux.

Les tranchées complémentaires ont confirmé l'hétérogénéité de ces matériaux conglomératiques, globalement non cimentés, et ont mis en évidence une prépondérance des horizons argileux.

➤ **La granulométrie**

Le tableau qui suit récapitule les différentes classes granulométriques des matériaux conglomératiques :

**Tableau II.11** Granulométrie des matériaux conglomératiques.

<b>Granulométrie (passant en mm)</b>				
<b>80</b>	50	20	2	0.080
<b>% des passants</b>				
<b>99</b>	90	77	49	39

### Discussion des résultats

- ✓ Les analyses granulométriques des matériaux conglomératique montrant un passant à 80 µm inférieur à 40% et un passant à 2 mm inférieur à 50% reflétant des horizons graveleux-caillouteux avec une matrice fine plus ou moins importante.

### ➤ Les paramètres d'identification:

Le tableau qui suit récapitule les caractéristiques des matériaux conglomératiques :

**Tableau II.12** Caractéristiques d'état des matériaux conglomératiques.

<b>Paramètre</b>	<b>Symbole</b>	<b>Valeur</b>
<b>La teneur en eau naturelle.</b>	$W_n$	10,96%
<b>Le poids volumique humide</b>	$\gamma_h$	2,17g/cm <sup>3</sup>
<b>Le poids volumique sec.</b>	$\gamma_d$	1,91g/cm <sup>3</sup>
<b>Le poids volumique des grains solides</b>	$\gamma_s$	2,66 g/cm <sup>3</sup>

Le Tableau **II.12** montre que :

- ✓ Les conglomérats présentent une teneur en eau ( $W_n\%=10,96$ ).
- ✓ La densité sèche,  $\gamma_d$ , = 1,91 à l'état naturel.
- ✓ La densité des grains solides  $\gamma_s$  est de 2,66.
- ✓ Indice des vides,  $e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 = 23\%$ .
- ✓ Le degré de saturation  $S_r = \gamma_h(1+e) - \gamma_s/e = 92,2\%$ .

### ➤ Limites d'Atterberg

Le tableau qui suit récapitule les paramètres d'identification des matériaux conglomératiques, à partir de la détermination des limites d'Atterberg.

**Tableau II.13** Les paramètres d'identification des matériaux conglomératiques.

<b>Paramètre</b>	<b>Symbole</b>	<b>Valeur</b>
<b>Limite de liquidité</b>	$W_l$	43,23%
<b>Limite de plasticité</b>	$W_p$	21,84%
<b>L'indice de plasticité</b>	$I_p$	21,39%

## Discussion des résultats

Les fines des matériaux conglomératiques montrent une plasticité  $I_p = 21 \%$ , pour une limite de liquidité de  $43 \%$  et une limite de plasticité de  $22 \%$ . Donc on est en présence des argiles peu à moyennement plastique. Cette identification montre la nature argileuse de la matrice des conglomérats.

### ➤ L'essai Proctor

Les essais Proctor réalisés sur les matériaux conglomératiques mettent en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de  $12,5\%$  pour une densité sèche de  $1,78$ .

### ➤ Les résultats des essais mécaniques

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.14** Caractéristiques mécaniques des matériaux conglomératiques.

Paramètre	Symbole	Valeur
La cohésion drainée	Cd	0,35 (bar)
L'angle de frottement interne	$\phi$	$29^\circ$

## Conclusion sur les conglomérats de recharge

Au stade APS, il était envisagé que les recharges du barrage soient constituées des conglomérats, présents en grande quantité sur le site, mais les reconnaissances complémentaires ont montré la nature fortement argileuse de ces matériaux conglomératiques, cet état pose un problème de stabilité de l'ouvrage (cas de vidange rapide), donc ont conduit à écarter ces matériaux et à les remplacer par les calcaires.

### II.2.3.3 La zone d'emprunt des calcaires pour les recharges

La carrière des calcaires de la nappe de Djemila, située dans la cuvette à proximité de l'axe du barrage en rive gauche, les calcaires de cette zone destinés aux recharges du barrage.

Les caractéristiques demandées sont :

- ✓ La proportion des matériaux de dimension inférieure à  $0,08 \text{ mm}$  est limitée à  $2\%$
- ✓ La dimension maximale des fragments de roche ne dépasse pas  $0,6 \text{ m}$ .
- ✓ Résistance à la compression simple  $\geq 30 \text{ MPa}$ .
- ✓ Indice Los Angeles  $\leq 30$ .

Les valeurs des résultats des essais figurent dans le tableau suivant :

**Tableau II.15** caractéristiques des calcaires de recharge.

<b>Paramètre</b>	<b>Symbole</b>	<b>Valeur</b>
<b>La teneur en eau naturelle</b>	$W_n$	1,97%
<b>Le poids volumique humide</b>	$\gamma_h$	2,38g/cm <sup>3</sup>
<b>Le poids volumique sec.</b>	$\gamma_d$	2,38g/cm <sup>3</sup>
<b>Le poids volumique des grains solides</b>	$\gamma_s$	2,65g/cm <sup>3</sup>
<b>Résistance a la traction</b>	$R_T$	29(bar)
<b>Résistance a la compression</b>	$R_C$	171(bar)

Le tableau **II.15** montre que :

- ✓ La zone du site carrière de calcaire présente une teneur en eau  $W_n=1,97$ .
- ✓ Les mesures de densité réalisées sur les calcaires, font apparaître une densité sèche moyenne,  $\gamma_d$ , de 2,38, et une densité humide  $\gamma_h = 2,38$ .
- ✓ La densité des grains solide  $\gamma_s, =2,65$ .

Les caractéristiques géotechniques du calcaire de la nappe de Djemila, montrent une résistance à la compression simple moyenne de 171 bars. , avec une résistance à la traction moyenne de 29 bar.

## CONCLUSION SUR CALCAIRES POUR LES RECHARGES

Le site de la carrière montre un calcaire d'assez bonne qualité mécanique et en quantité suffisante, ceci est tout à fait confirmé à la lithologie de cette formation caractérisée essentiellement par l'alternance de calcaires francs et de calcaires marneux et de marnes.

Donc lors de l'exploitation, il faudra alors opérer avec un grand soin pour faire un tri et n'utiliser que les bons calcaires, qui présentent meilleures caractéristiques géotechniques et respectent les caractéristiques demandées.

### II.2.3.4 Matériaux d'engrèvements

#### CALCAIRE DE LA CARRIERE DE LA NAPPE DE DJEMILA

Rappelons que cette carrière est située à environ 2 kilomètres au Nord du barrage. Les calcaires de cette zone destinés à la fourniture des matériaux d'engrèvements, filtres drains, et agrégats à béton.

A l'affleurement, le site montre des bancs métriques de calcaires gris alternant avec des niveaux marneux (moins abondants)

**Tableau II.16** Les résultats des essais mécaniques et d'identification réalisés sur les calcaires de carrière.

Paramètre	Symbole	Valeur
Le poids volumique humide	$\gamma_h$	2,64g/cm <sup>3</sup>
Le poids volumique des grains solides	$\gamma_s$	2,67g/cm <sup>3</sup>
Résistance à la traction	R <sub>T</sub>	60(bar)
Résistance a la compression	R <sub>C</sub>	636(bar)
Coefficient los Angeles	LA	20
Coefficient micro Deval	MDE	30

**Discussion des résultats :**

L'analyse des résultats des essais réalisés au niveau du site de carrière destiné pour les enrochements montre une densité humide moyenne,  $\gamma_h$ , de 2,64, et une densité moyenne des grains solides de 2,67.

- ✓ L'indice du vide est assez faible présente une valeur moyenne de 0,015.
- ✓ Les caractéristiques géotechniques montrent une résistance à la compression simple moyenne de 640 bars, ce qui traduit des calcaires relativement résistants.
- ✓ La résistance moyenne à la traction et de l'ordre de 60 bar.
- ✓ Ces deux valeurs admis par comparaison avec les caractéristiques demandées.
- ✓ Les essais Los Angeles et Micro Deval montre que ces calcaires à une assez bonne résistance aux chocs et à l'usure moyenne, ce qui traduit des calcaires relativement dure.

**Conclusion sur les calcaires pour l'enrochement**

Au vu de ces caractéristiques mécaniques, la possibilité d'utilisation de ces calcaires comme agrégats, enrochements de protection, filtres et drains.

Les sondages complémentaires montrent des calcaires sont sensiblement moins fracturés. Combinant fracturation existante et effet du tir sur d'anciennes fissures recimentées par la calcite, donc la production d'enrochements de grande taille (rip-rap) ne pourra cependant pas excéder 0,5 m. (diamètre maximal).

### II.3 Sismicité :

Notre barrage Draa Diss ; Wilaya Sétif est situé dans la zone «II.a» (Fig. II.6), zone caractérisée par une intense activité séismique d’après le Règlement Parasismique Algérienne R.P.A/2003.

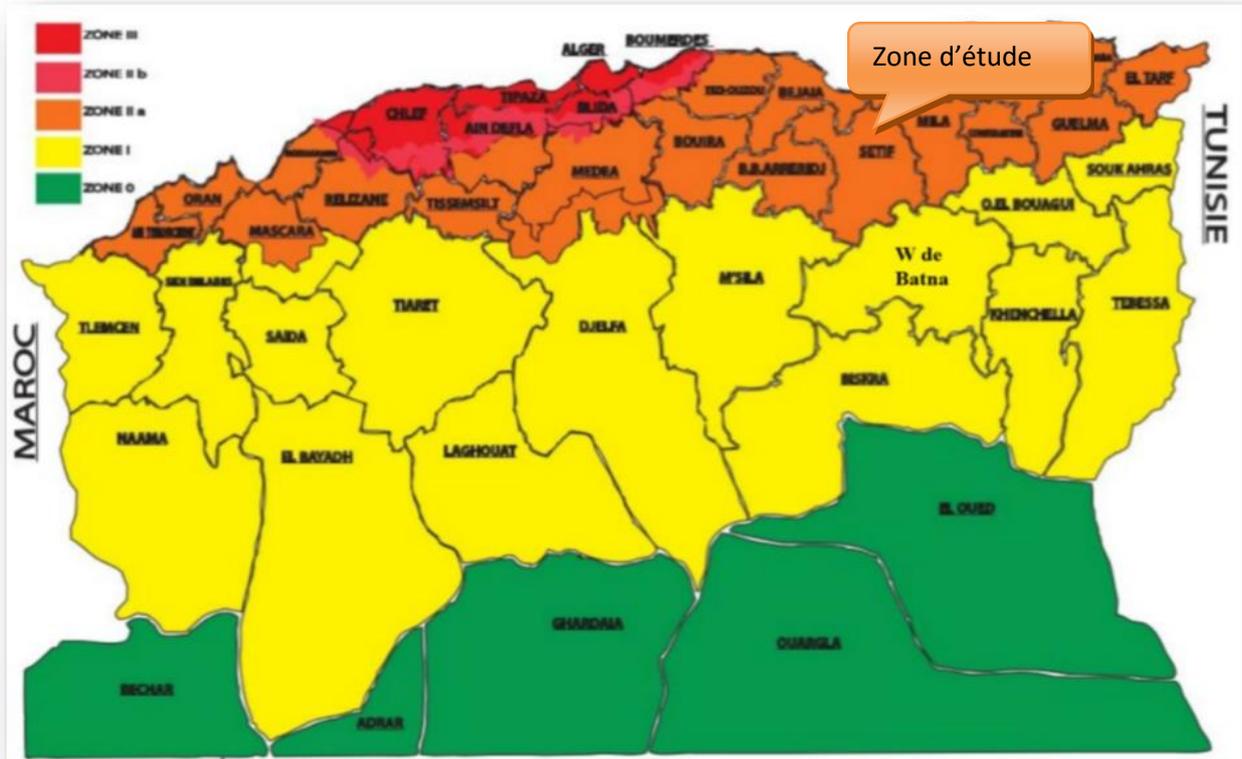


Figure II.6 Carte de micro-zonage sismique du territoire national-RPA 2003 (structureparasismic.com)

Notre ouvrage est d’une grande importance.

Tableau II.17 : Coefficients d’accélération du séisme (RPA99/version2003)

Classification de l’ouvrage selon leur importance	Groupe	Zone I	Zone II.a	Zone II.b	Zone III
Ouvrage d’importance vitale	1A	0,15	0,25	0,30	0,40
Ouvrage de grande importance	1B	0,12	0,20	0,25	0,30
Ouvrages courants	2	0,10	0,15	0,20	0,25
Ouvrages de faible importance	3	0,07	0,10	0,14	0,18

D’après le règlement parasismique algérien RPA/2003, notre ouvrage est d’une grande importance, et se trouve dans la zone II-a, d’après le tableau précédent on peut tirer :

Le coefficient d'accélération sismique  $\alpha = 0,20$

L'accélération sismique est donc :  $As = \alpha, g = 0,2 * 9,81 = 1,962 \text{ m/s}^2$

**Conclusion :**

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géologiques et géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage Draa Diss de la willaya de Sétif.

# CHAPITRE III

## ETUDE HYDROLOGIQUE

## **Introduction :**

Le présent chapitre a pour but de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques de l'oued Medjez en utilisant des données hydrométriques et hydrologiques afin d'obtenir un bon dimensionnement du barrage en prenant en considération le volume transféré à partir de les deux retenues Erraguène et Tabellout.

Dans l'étude hydrologique, on devra considérer :

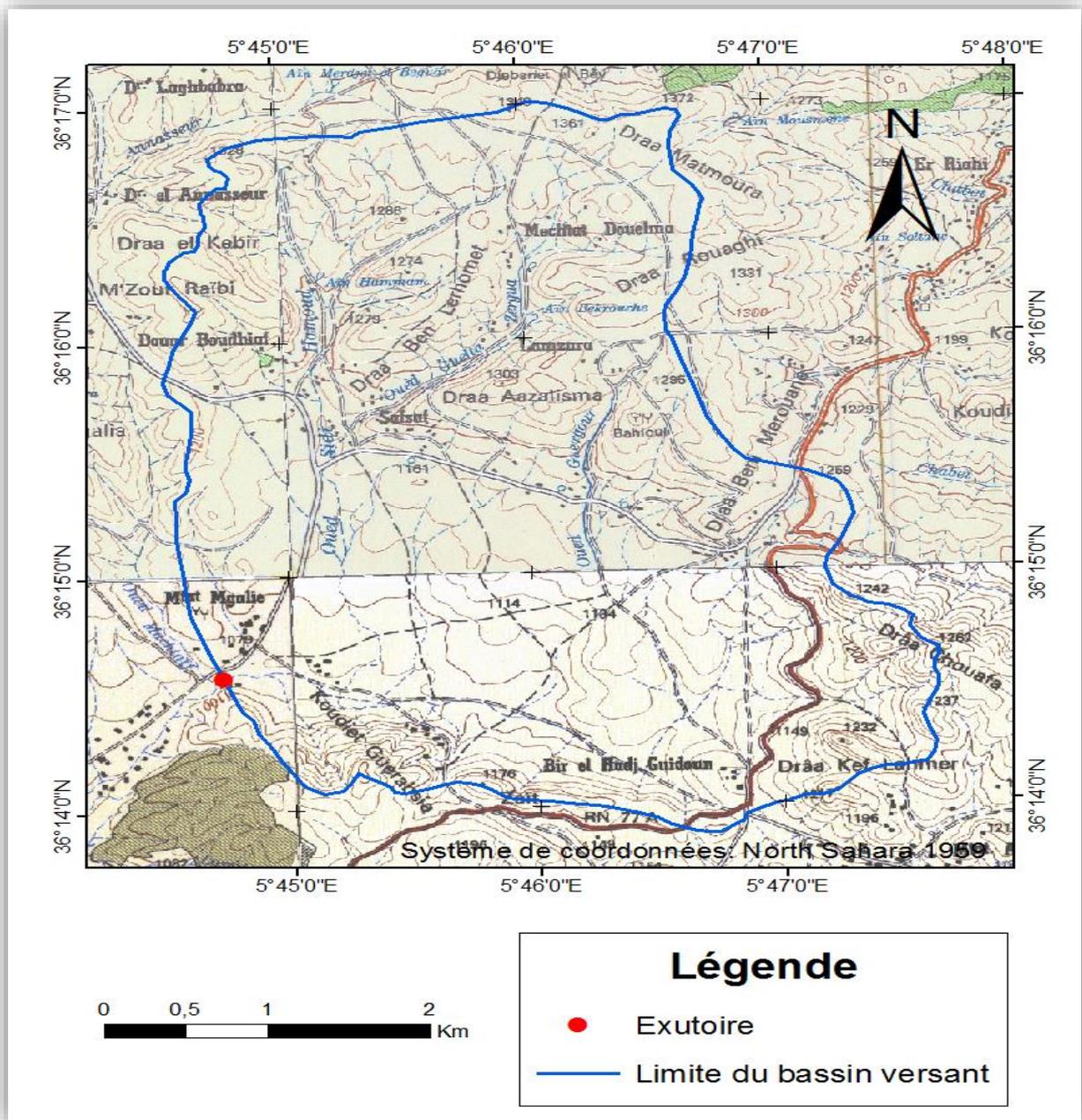
- La description du bassin versant.
- Une analyse de crues : l'estimation du temps de concentration, le débit maximale et le volume de la crue.
- La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquentiels.
- La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide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

### **III.1 BASSIN VERSANT**

Le site du barrage Draa Diss est défini sur quatre cartes d'État-major : El Eulma NJ-31-VI-8 Est, El Eulma NJ-31-VI-8 Ouest , Ferdjioua NJ-31-V-6 Est et Ferdjioua NJ-31-IV-6 Ouest à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées UTM suivant :

$$X= 746,71 \text{ Km} \quad Y = 4014,082 \text{ Km} \quad Z = 1075 \text{ m}$$

Le bassin versant du barrage sur Oued Medjez est délimité sur les mêmes cartes topographiques à l'aide de logiciel ArcGis (Figure III.1).



**Figure III.1 :** Bassin versant Oued Medjez (quatre Cartes topographiques d’Eulma Est et Ouest, Ferdjioua Est et Ouest - l’échelle 1/50.000)

### III.1.1 Caractéristiques géométriques

#### a- Surface, périmètre et longueur de talweg principale :

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

$$S = 19,47 \text{ Km}^2$$

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

$$P = 20,04 \text{ Km}$$

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L = 5,64 \text{ Km}$$

### b- Paramètres de forme

- **Indice de compacité de Gravelius "Kc"**

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

Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :  $K_c$  : Indice de compacité de Gravelius

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

$P$  : Périmètre du bassin versant (Km)

AN :  $K_c = 1,27$

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

$K_c < 1,25$	Bassin compact
$1,25 < K_c < 1,5$	Bassin de forme moyenne
$K_c > 1,5$	Bassin plutôt allongé

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

$1,25 < K_c = 1,27 < 1,5$  donc le bassin sur lequel on travaille est de forme moyenne.

- **Coefficient d'allongement**

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

Avec :  $Ca$  : coefficient d'allongement

$S$  : Surface du B.V (Km<sup>2</sup>)  $S = 19,47 \text{ Km}^2$

$L$  : la longueur du talweg principal (Km)  $5,64 \text{ Km}$

AN :  $Ca = 1,63$

## III.2 HYPSEMÉTRIE DU BASSIN VERSANT

### III.2.1 Le relief

#### a- Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique donne un aperçu sur la notion du relief du bassin en faisant intervenir le paramètre de la pente qui correspond à cette zone par la représentation graphique de l'altitude du bassin versant en fonction de sa surface (pourcentage de surface). Pour un intervalle d'altitude classé et choisi correspond un pourcentage de surface.

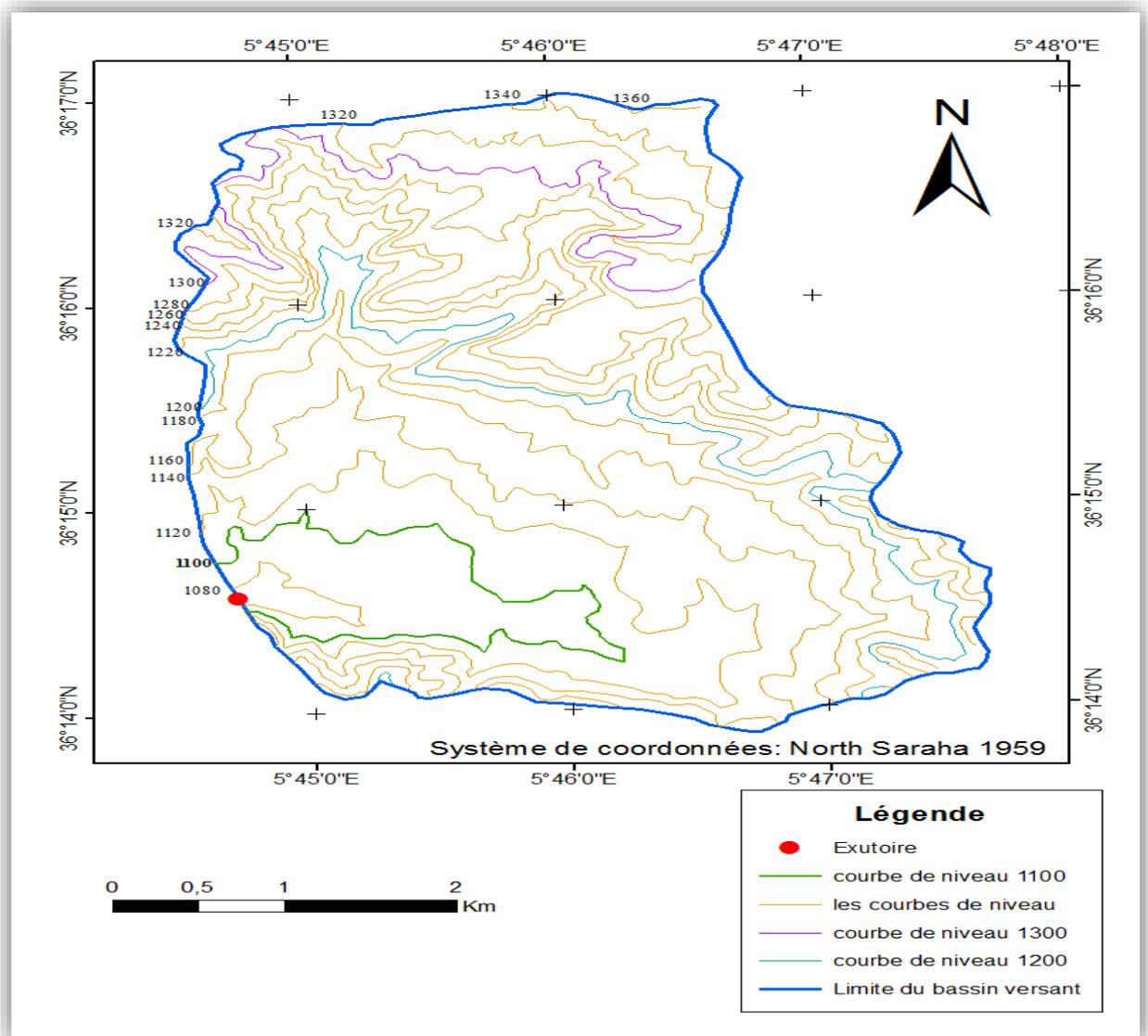
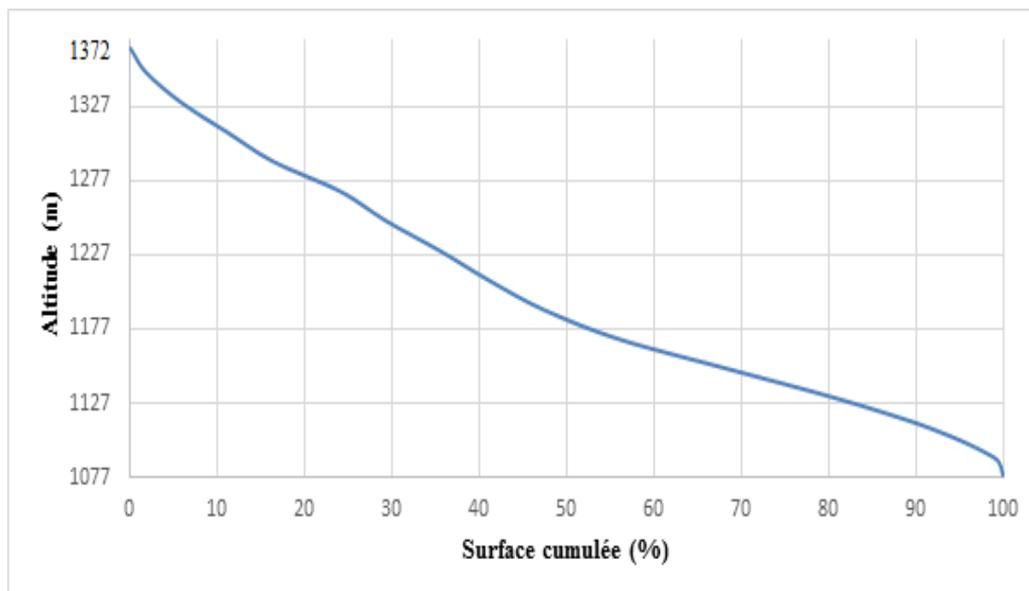


Figure III.02 : Hydrométrie du bassin versant.

La répartition des surfaces ainsi que leur pourcentage par rapport aux intervalles des altitudes est résumée par le tableau suivant :

**Tableau III.02** Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude(m)	Altitude moyenne $H_i$ (m)	Surface partielle $S_i$ (km <sup>2</sup> )	Surface partielle $S_i$ (%)	Surfaces cumulée (%)
1372-1360	1366	0,016	0,08	0,08
1360-1340	1350	0,346	1,77	1,86
1340-1320	1330	0,772	3,96	5,82
1320-1300	1310	1,025	5,26	11,08
1300-1280	1290	1,038	5,33	16,40
1280-1260	1270	1,492	7,65	24,06
1260-1240	1250	1,027	5,27	29,33
1240-1220	1230	1,192	6,11	35,44
1220-1200	1210	1,103	5,66	41,10
1200-1180	1190	1,230	6,31	47,41
1180-1160	1170	1,708	8,76	56,17
1160-1140	1150	2,420	12,41	68,58
1140-1120	1130	2,438	12,51	81,09
1120-1100	1110	2,078	10,66	91,76
1100-1080	1090	1,429	7,33	99,09
1080-1077	1078.5	0,178	0,91	100
Total		19,494	100,00	



**Figure III.03** : Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage Draa Diss

**b- Détermination des altitudes caractéristiques (  $H_{max}$  ;  $H_{min}$  ;  $H_{50\%}$  ;  $H_{95\%}$  ;  $H_5\%$  ;  $H_{moy}$  )**

• **Altitudes maximale et minimale**

$$H_{\max} = 1372 \text{ m} \quad \text{et} \quad H_{\min} = 1077 \text{ m}$$

• **Altitude moyenne du bassin versant**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $H_{\text{moy}}$ : Altitude moyenne du bassin (m)

$S_i$  : Aire comprise entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ )

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

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

AN :  $H_{\text{moy}} = 1193,39 \text{ m}$

• **Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. D'après la courbe hypsométrique Figure (III.03)

on a :

•  $H_{50\%} = 1190 \text{ m}$

•  $H_{5\%} = 1336 \text{ m}$

•  $H_{95\%} = 1089 \text{ m}$

**c- Calcul des indices de pente :**

• **Indice de pente globale  $I_g$**

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

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

Avec :

$D$  : Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  [m]

$L$  : Longueur du rectangle équivalent [Km]

AN :  $I_g = 33,52 \text{ m/Km}$  d'où :  $I_g = 3,352 \%$

• **Indice de pente de Roche Ip**

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

Il est donné par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_i^n \sqrt{Si(Hi - Hi-1)} \quad (III.7)$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

Si : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives de niveau Hi et Hi-1 (m)

**Tableau III.03** : Détermination de la pente Roche Ip

Altitude (m)	Hi-Hi-1 (m)	Si (km2)	Si (%)	Si*(Hi-Hi-1)	$\sqrt{Si(Hi - Hi-1)}$
1380-1360	20	0,016	0,08	1,65	1,29
1360-1340	20	0,346	1,77	35,46	5,96
1340-1320	20	0,772	3,96	79,21	8,90
1320-1300	20	1,025	5,26	105,21	10,26
1300-1280	20	1,038	5,33	106,54	10,32
1280-1260	20	1,492	7,65	153,06	12,37
1260-1240	20	1,027	5,27	105,41	10,27
1240-1220	20	1,192	6,11	122,28	11,06
1220-1200	20	1,103	5,66	113,14	10,64
1200-1180	20	1,230	6,31	126,17	11,23
1180-1160	20	1,708	8,76	175,27	13,24
1160-1140	20	2,420	12,41	248,28	15,76
1140-1120	20	2,438	12,51	250,18	15,82
1120-1100	20	2,078	10,66	213,24	14,60
1100-1080	20	1,429	7,33	146,63	12,11
1080-1060	20	0,178	0,91	18,27	4,27

A N :  $Ip = 0,62\%$

**d- Pente moyenne du bassin versant Im**

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

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

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

AN : **Im = 143,58 m/Km** d'où : **Im = 14,36 %**

### e- Dénivelée spécifique Ds

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

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

Avec : I<sub>g</sub> : Indice de pente global (m/km)

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

$$Ds = 147,93 \text{ m}$$

**Tableau III .04** Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

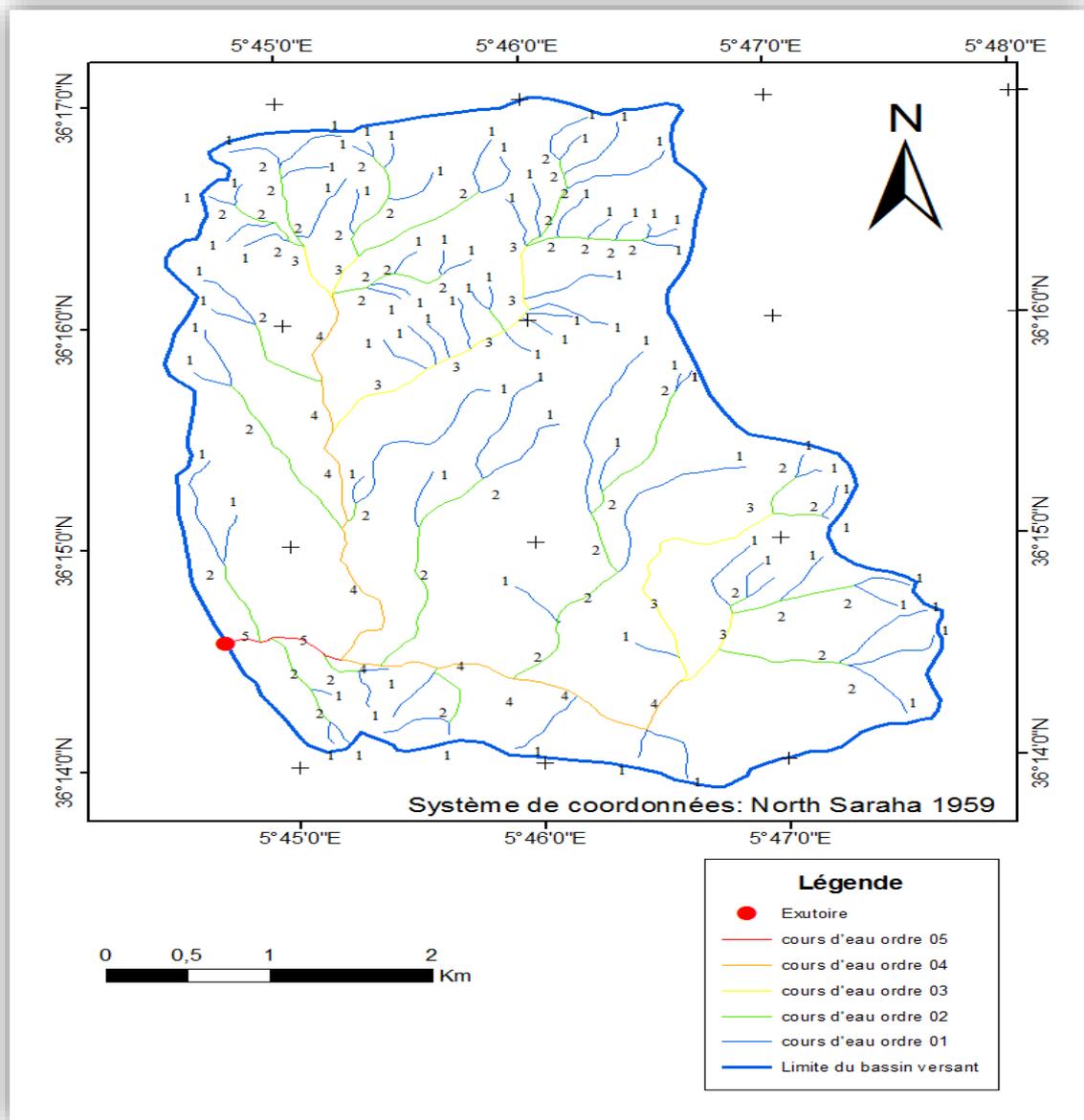
On a  $100 < Ds < 250$  donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est

**Assez Modéré** de classe **R5**.

## III.2.2 Caractéristique hydrographique du bassin

### III.2.2.1 Chevelu hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Selon la classification de Schum qui dit : « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) », l'ordre de notre réseau hydrographique est de l'ordre **5**.



**Figure III.04** Réseau hydrographique et la répartition de Schum (1957) du Bassin versant Oued Medjez

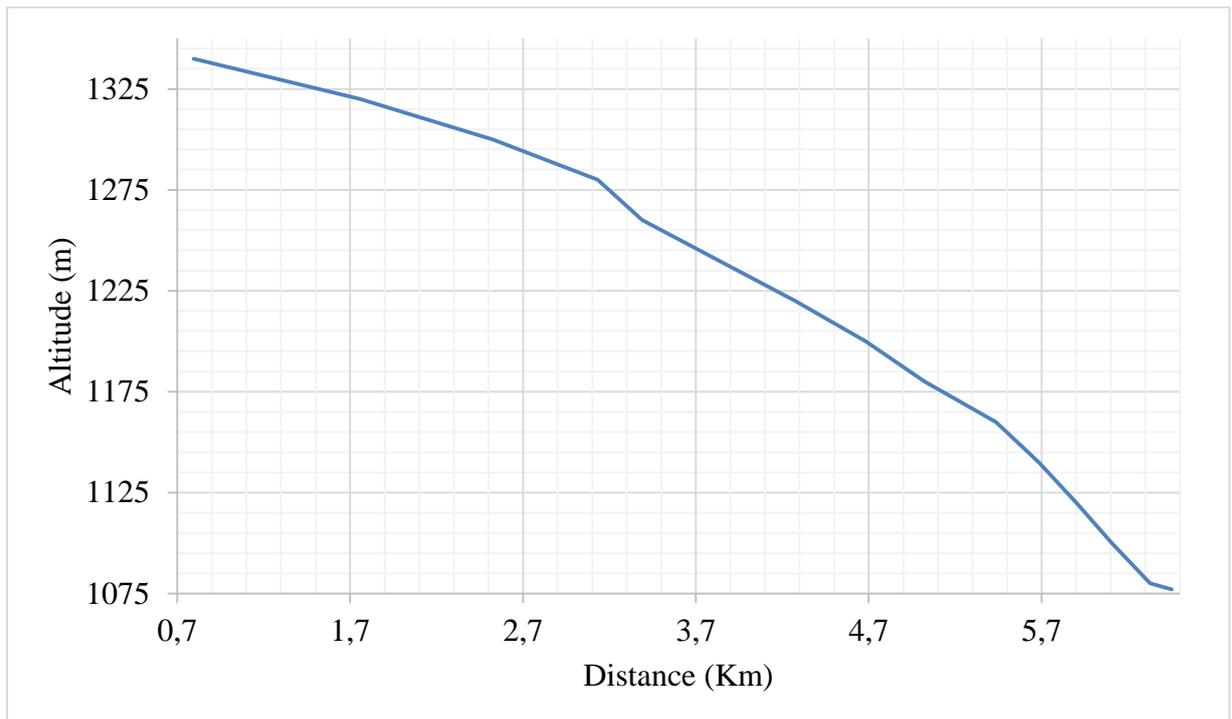
**a- Longueur du cours d'eau principal (L)**

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

Donc :  $L = 5,64 \text{ Km.}$

**b- Profil en long du cours d'eau**

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



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

### c- Pente moyenne du cours d'eau principal $I_c$

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

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

Avec :  $\Delta H$  : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) :  $1354-1077=277\text{m}$

$\Delta L$  : Distance entre ces deux points (km) : 5,64 Km

AN :  $I_c = 49,11 \text{ m/Km}$  d'où  $I_c = 4,91\%$

### d- Densité de drainage $D_d$

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

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

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

$S$  : Surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ ).

AN :  $D_d = 3,27 \text{ km/ km}^2$

### e- Densité hydrographique $F$

Elle est donnée par la relation suivante :

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

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

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

AN : **F = 2,31 talweg/ km<sup>2</sup>.**

#### f- Coefficient de torrentialité Ct

$$Ct = Dd \frac{N}{S} \quad (\text{III. 13})$$

Avec : Dd : Densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. N=84.

S : Surface du bassin versant.

AN : **Ct = 14,11**

#### III.2.2.2 Temps de concentration du bassin versant tc

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il est donné par les formules suivantes :

- **Formule ESPAGNIOLE**

$$tc = 0.126 * 60 * \left(\frac{Lp}{Ic}\right)^{0.76} \quad (\text{III.14})$$

Avec : Lp : Longueur du thalweg principal (Km)

Ic : Pente moyenne du cours d'eau

AN : **tc = 2,75 h**

- **Formule de KIRPICH**

$$tc = 0.19395 * \left(\frac{Lp}{Ic^{0.5}}\right)^{0.77} \quad (\text{III.15})$$

Avec : L : Longueur du thalweg principal (Km)

Ic : Pente moyenne du cours d'eau

AN : **tc = 2,77 h**

- **Formule de VENTURA**

$$tc = \frac{73.3\sqrt{S}}{(100Ic)^{0.5}} \quad (\text{III.16})$$

AN :  $tc = 2,84 \text{ h}$

**Tableau III.05 : Récapitulatif du temps de concentration**

<b>Formules <math>tc</math> (heures)</b>	<b><math>tc</math> (heures)</b>
formule ESPAGNIOLE	2,75
formule de KIRPICH	2,77
formule de VENTURA	2,84

### **Commentaire**

D'après ces résultats on prend en considération la Formule de SCS car elle nous Donne la valeur la plus petite d'où :

$$tc=2,75 \text{ h}$$

### **III.2.2.3 Vitesse moyenne de ruissellement $V_r$**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{Lp}{tc} \quad (\text{III.17})$$

Avec :  $Lp$  : Longueur de cours d'eau principal en (Km);

$tc$  : Temps de concentration en (heure).

AN :  $V_r = 2,05 \text{ Km/h}$

**Tableau III.06** : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symboles	Unités	Valeurs
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	19,47
Périmètre		P	km	20,04
Longueur du cours d'eau principal		Lp	Km	5,64
Indice de compacité		K <sub>c</sub>	-	1,27
Coefficient d'allongement		Ca	-	1,63
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	7,38
	Largeur	lr	Km	2,64
Altitudes	Maximale	H <sub>max</sub>	m	1372
	Minimale	H <sub>min</sub>	m	1077
	Moyenne	H <sub>moy</sub>	m	1193,13
	Médiane	H <sub>50%</sub>	m	1190
	5%	H <sub>5%</sub>	m	1336
	95%	H <sub>95%</sub>	m	1089
Indice de pente globale		Ig	m/km	33,52
Indice de pente de Roche		Ip	%	0,62
Pente moyenne du bassin versant		I <sub>moy</sub>	%	14,36
Pente moyenne du cours d'eau principale		Ic	%	4,91
Dénivelée spécifique		Ds	m	147,93
Densité de drainage		Dd	Km/km <sup>2</sup>	3,27
Densité hydrographique		F	talweg/km <sup>2</sup>	2,31
Temps de concentration		tc	h	2,75
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	2,05
Coefficient de torrentialité		Ct	-	14,11

#### III.2.2.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les études climatologiques entreprises dans le cadre général du projet de transfert de Sétif-Hodna ont été réalisées au stade de la Faisabilité.

Nous rappelons ci-après les principales conclusions de ces études, en se limitant aux seules éléments de climatologie ayant servi à la détermination des caractéristiques de la retenue (capacité utile, tranche morte, courbe hauteur/capacité) et du barrage (cote du couronnement, gestion des crues, vidange).

## a- Températures

L'analyse des températures a été effectuée à partir de deux stations : celle de Sétif et celle du barrage d'Ain Zada, situé à proximité de Sétif.

**Tableau III.07** Températures mensuelles en degrés Celsius (ANRH)

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Moyenne Sétif	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
Moy. A.Zada	6	7	10	12	18	22	26	26	22	17	11	8
Max Sétif	<b>9</b>	<b>11</b>	<b>13</b>	<b>17</b>	<b>22</b>	<b>29</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>27</b>	<b>21</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
Max A.Zada	11	12	15	17	24	29	33	32	28	22	16	12
absolu 8 ans	19	22	28	25	36	40	<b>41</b>	<b>41</b>	36	31	24	22
min Sétif	<b>0,3</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>5</b>	<b>9</b>	<b>13</b>	<b>17</b>	<b>17</b>	<b>14</b>	<b>9</b>	<b>4</b>	<b>1</b>
min A.Zada	2	2	5	6	11	15	18	19	16	11	6	3
absolu 8 ans	<b>-8</b>	-4	-4	-2	3	4	11	12	6	3	-2	-3
Jours de gel	15	11	8	5	1	0	0	0	0	1	4	13
Jours sirocco	0	0	0	1	1	2	3	2	2	1	0	0

La température annuelle moyenne est de **15°C**.

## b- Humidité

**Tableau III.08** Humidité mensuelle en % (ANRH)

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Sétif ONM	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79
GEC	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
Mini absolu	46	45	37	35	21	20	13	15	26	27	41	54
Maxi absolu	99	97	97	93	97	80	76	75	85	96	97	97

L'humidité moyenne sur l'année est de 63 % d'après l'ONM (1981-96) et de 59 % d'après l'étude GEC-Tempo (ancienne station). Les valeurs absolues sont celles de la nouvelle station : il s'agit des minima et des maxima observés sur 15 années (1981-96).

### c- Ensoleillement

**Tableau III. 09** Insolation, nébulosité mensuelles (ANRH)

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Insolation heures/jour	5,8	6,5	7,3	8,1	9,4	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité octas	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	2,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation cal/cm <sup>2</sup> /jour	202	285	370	457	549	559	604	534	439	317	224	184

L'insolation moyenne est mesurée à Sétif Ain Sfiha de 1981 à 1996. La nébulosité est mesurée à l'ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale est calculée par la FAO (1984) à partir d'observations de la durée d'insolation. Il y a en moyenne **2 961 heures d'insolation par an** dans la région de Sétif, et l'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 393 calories par centimètre carré (soit une puissance de 190 watts par mètre carré).

### d- Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (NE : 22%, N 12% et NO 27%). leur vitesse moyenne mensuelle est proche de **3 m/s**, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

Sur la période 1981-84, on a observé huit fois un vent dont la vitesse excédait à Sétif **26 m/s**, dont six fois en hiver (novembre à janvier).

Le maximum observé (en novembre) a dépassé **36 m/s** (130 km/h).

A Constantine, sur la période 1975-84, on a observé trois fois des vents excédant 36 m/s, ce qui confirme les données disponibles à Sétif.

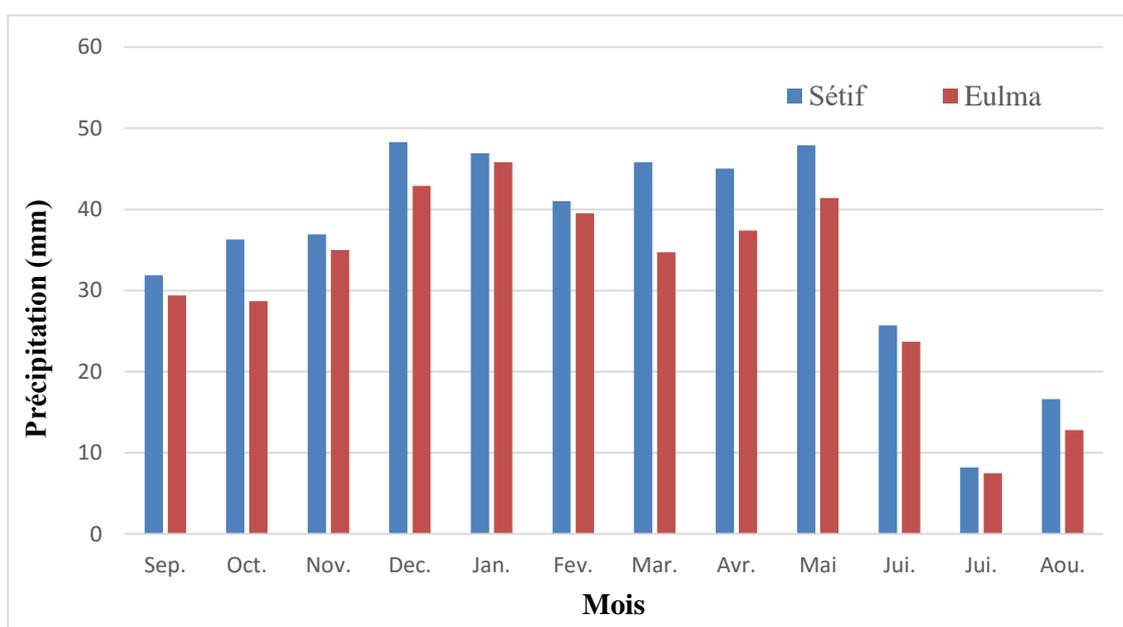
### e- Les précipitations

Ci-dessous sont récapitulées les précipitations moyennes observées aux stations météorologiques de Sétif (période 1856 - 1991) et El Eulma (période 1914 – 1976)

**Tableau III.10** Précipitations moyennes en mm (A.N.R.H)

	Période	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Jui.	Aou.	Total
<b>Sétif (mm)</b>	1856-1991	31,9	36,3	36,9	48,3	46,9	41	45,8	45	47,9	25,7	8,2	16,6	430,5
<b>Eulma (mm)</b>	1914-1978	29,4	28,7	35	42,9	45,8	39,5	34,7	37,4	41,4	23,7	7,5	12,8	378,8

**Commentaire** Le tableau III.11 montre une variation des précipitations qui s'étendent sur une période de 35 ans (1856-1991) pour Sétif et une période de 62 ans (1914-1976) pour El Eulma avec un maximum observé en mois de décembre pour Sétif et en mois de Janvier pour El Eulma ,un minimum pendant le mois de Juillet pour les deux stations. Nous constatant aussi que la précipitation moyenne interannuelle est de 430,5mm pour Sétif et 378,8 mm pour El Eulma.



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

#### f- Autres informations climatiques

Le climat des hautes plaines n'est pas, comme celui de la côte, le pur climat méditerranéen qui est totalement sec de la mi-juin à la mi-septembre. A Sétif, il pleut notablement en été : en moyenne deux fois moins que durant le reste de l'année. Ces pluies d'été sont surtout des orages brefs.

Il y a près de quarante jours d'orage par an (37 sur la période 1981-93), qui se produisent surtout d'avril à octobre. Il faut signaler une moyenne de quatre averses de grêle par an, réparties au hasard dans l'année avec une préférence pour avril et mai.

La neige tombe souvent de fin novembre à début avril (17 jours par an).

Les jours de brouillard sont en moyenne de 12 par an, surtout en hiver (octobre à février).

### III.3 ETUDE DE PRECIPITATIONS

On opte pour la station (10 03 02) située à la région de BELAA, comme étant une station de base pour les calculs et le dimensionnement de notre ouvrage vu qu'elle possède le plus grand nombre d'observations durant les années de fonctionnement, ainsi proche de l'exutoire, dont son altitude est la plus proche à l'altitude moyenne de bassin versant par rapport aux autres stations pluviométriques existant aux alentours du bassin en question.

**Tableau III.11** Caractéristiques propres à la station de BELAA (Source A.N.R.H 2017)

Station	Code	Source	Coordonnée			Années de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
BELAA	10 03 02	A.N.R.H	783,8	327,1	990	1968	45

#### III.3.1 Test d'Homogénéité des données

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données. Dans notre cas c'est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe  
+ Pour les valeurs  $x_i > M$                       - Pour les valeurs  $x_i < M$
- On calcule les quantités  $N_s$  et  $T_s$ ,

Avec :                       $N_s$  : Nombre total de séries de + ou –

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

- La série est homogène si et seulement si

$$N_s > 0.5(N + 1 - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{N + 1}) \quad (\text{III.18})$$

$$TS < 3.3 (\log_{10} N + 1) \quad (\text{III.19})$$

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

**Tableau III.12** Précipitations interannuel (A.N.R.H)

Année	P <sub>annuel</sub>	Année	P <sub>annuel</sub>	Année	P <sub>annuel</sub>
1968	355,6	1983	226,8	1998	394,9
1969	500	1984	404,2	1999	336,25
1970	240	1985	305,3	2000	136,5
1971	502,5	1986	489,2	2001	275,2
1972	469,7	1987	236,1	2002	636,7
1973	371,3	1988	302,475	2003	571,6
1974	384,9	1989	398	2004	556,1
1975	608,7	1990	534,2	2005	407,6
1976	382,6	1991	527,4	2006	490,6
1977	305,8	1992	275,8	2007	376,8
1978	372,2	1993	192,6	2008	653,1
1979	263,7	1994	262,025	2009	522,7
1980	306,6	1995	236,7	2010	620,8
1981	389,5	1996	169	2011	606,5
1982	227,1	1997	237,95	2012	471,3

**Tableau III.13** : Résultats du test de la médiane

Année	P <sub>annuel</sub>	Signe	Année	P <sub>annuel</sub>	Signe	Année	P <sub>annuel</sub>	Signe
1968	355,6	-	1983	226,8	-	1998	394,9	+
1969	500	+	1984	404,2	+	1999	336,25	-
1970	240	-	1985	305,3	-	2000	136,5	-
1971	502,5	+	1986	489,2	+	2001	275,2	-
1972	469,7	+	1987	236,1	-	2002	636,7	+
1973	371,3	-	1988	302,475	-	2003	571,6	+
1974	384,9	+	1989	398	+	2004	556,1	+
1975	608,7	+	1990	534,2	+	2005	407,6	+
1976	382,6	-	1991	527,4	+	2006	490,6	+
1977	305,8	-	1992	275,8	-	2007	376,8	-
1978	372,2	-	1993	192,6	-	2008	653,1	+
1979	263,7	-	1994	262,025	-	2009	522,7	+
1980	306,6	-	1995	236,7	-	2010	620,8	+
1981	389,5	+	1996	169	-	2011	606,5	+
1982	227,1	-	1997	237,95	-	2012	471,3	+

D'après le tableau III.13 on a :

$$M = 382,6, \quad N_s = 20 \quad \text{et} \quad T_s = 6$$

- Vérification des conditions du test :

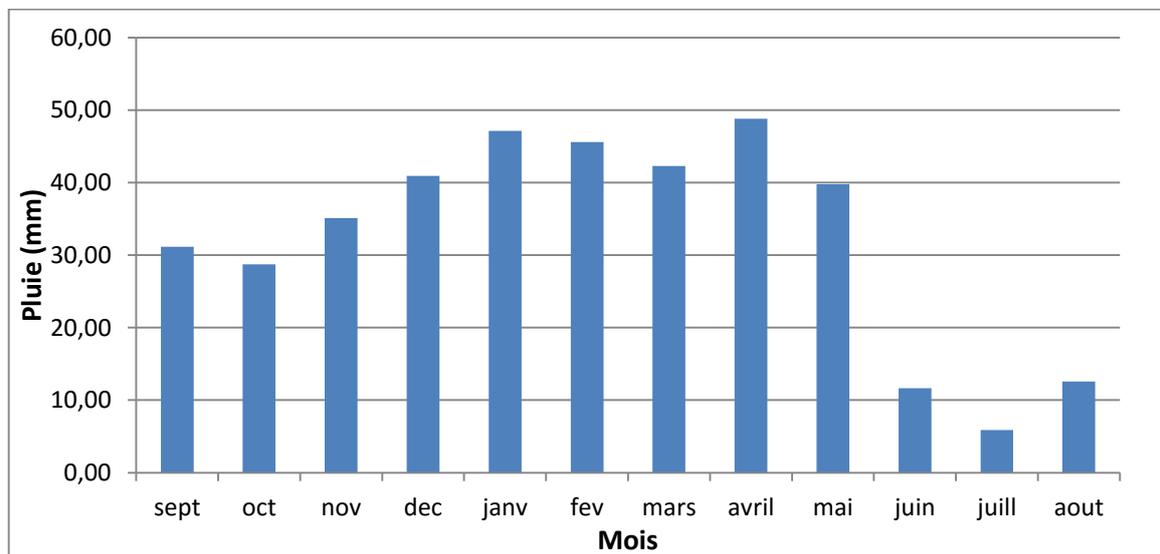
$$NS = 20 > 0.5(N + 1 - 1.96\sqrt{N + 1}) = 16,28$$

$$Ts = 6 < 3.3 (\log_{10}N + 1) = 8,76$$

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

**Tableau III.14 Répartition des pluies mensuelles :**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aou.	Total
<b>P<sub>moy</sub> (mm)</b>	31,17	28,75	35,12	40,93	47,12	45,60	42,28	48,81	39,78	11,63	5,89	12,56	389,66
<b>P<sub>moy</sub> (%)</b>	8,00	7,38	9,01	10,50	12,09	11,70	10,85	12,53	10,21	2,99	1,51	3,22	100,00



**Figure III.07 Répartition mensuelle des précipitations de la station de BELAA (1968-2012)**

### III.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières

Afin d'estimer les débits de crue, on passe par l'étude des pluies maximales par l'observation des données de la série des précipitations maximales journalières pour ajuster cette dernière par une loi théorique probabiliste, dans le but de déterminer l'intensité de pluie et de période de retour donnée. En passant 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 données.
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

➤ Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalière sont représentées dans le tableau III.16

➤ La série des pluies maximales journalière est présentée dans l'annexe B.

**Tableau III.15** Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_i^{38} X_i$	1805,4
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{x} = \frac{\sum_i^{38} X_i}{38}$	40,1
L'écart type « $\sigma_x$ »	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n\bar{x}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	15,9
Coefficient de variation « Cv » :	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0,397
L'exposant climatique	$b = 0,38$	

Remarque : L'exposant climatique pour la région de Batna est de 0,38 (ANBT ,2017)

### III.3.2.1. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, 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.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théorique, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée » (TOUAIBIA, 2004). Pour notre cas on utilisera la loi de de GUMBEL, la loi de GALTON (log normal) et la loi Normale.

#### a- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Loi à double exponentielle, elle s'applique pour la précipitation maximale journalière pour une période de retour donnée afin de déterminer les valeurs fréquentielles selon la formule suivante :

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

Avec :

$$Y = A(x - x_0)$$

1/a : Pente de la droite de GUMBEL

y : Variable réduite de GUMBEL

x : Précipitation maximale journalière en (mm)

x<sub>0</sub> : ordonné à l'origine en (mm)

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

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule de Hazen, tel que :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.21})$$

Avec :

m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant

N : Nombre total d'observation dans la série (45)

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de Gumbel sont comme suit :

$$1/a = 12,4105$$

$$X_0 = 32,9565$$

Avec :

1/a : Pente de la droite de Gumbel

X<sub>0</sub> : Coordonné à l'origine en (mm)

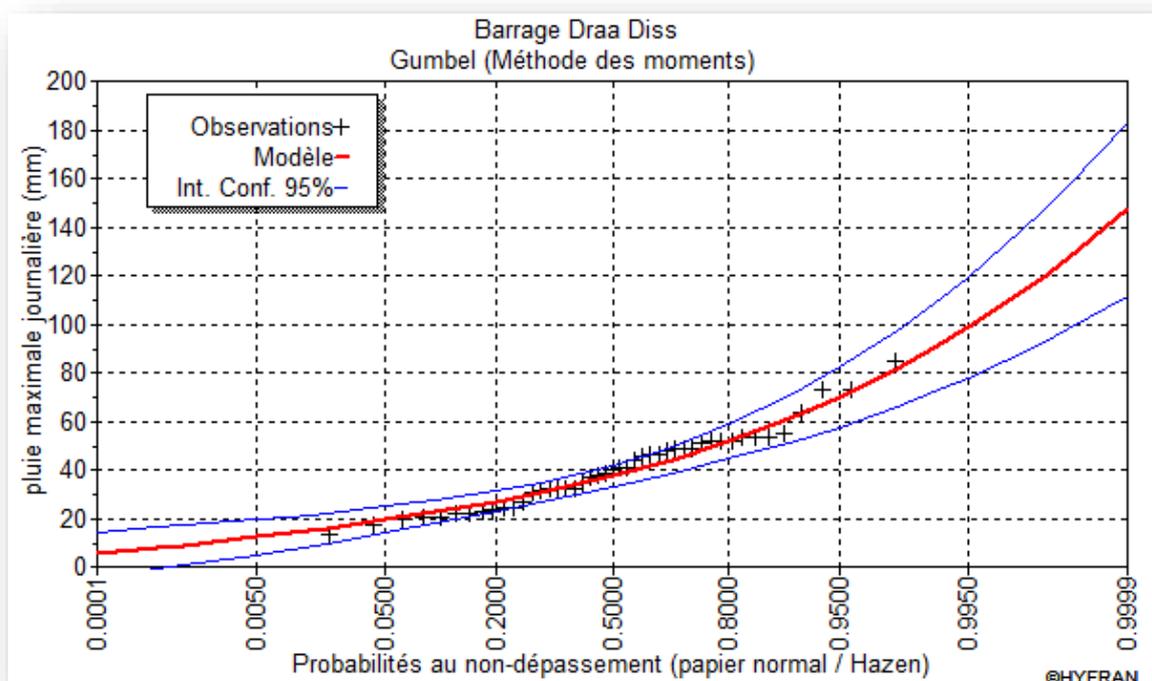
q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

**Tableau III.16** Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Gumbel

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0,9990	119	13,7	91,8 - 146
200	0,9950	98,7	10,6	77,8 - 120
100	0,9900	90,0	9,31	71,8 - 108
50	0,9800	81,4	7,99	65,7 - 97,0
20	0,9500	69,8	6,26	57,5 – 82,1
10	0,9000	60,9	4,95	51,2 – 70,6

Graphique issu de cet ajustement sur papier GUMBEL représenté par la figure suivante :



**Figure III.08** Ajustement à la loi Gumbel

**b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normale**

L'ajustement de la série se fait de la même manière comme précédent seulement, on change la loi dont on ajuste avec et le papier du tracé, on travaille avec la loi log normal faite sur papier log normal.

La loi de Galton dont sa fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.22})$$

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III.23})$$

u : variable réduite de Gauss.

L'équation de la variable réduite sous forme d'une droite dont l'expression est :

$$\ln x = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln x} \quad (\text{III.24})$$

Les paramètres d'ajustement à la loi de Log normal sont les suivants :

$$u = 3,6106$$

$$\sigma = 0,418705$$

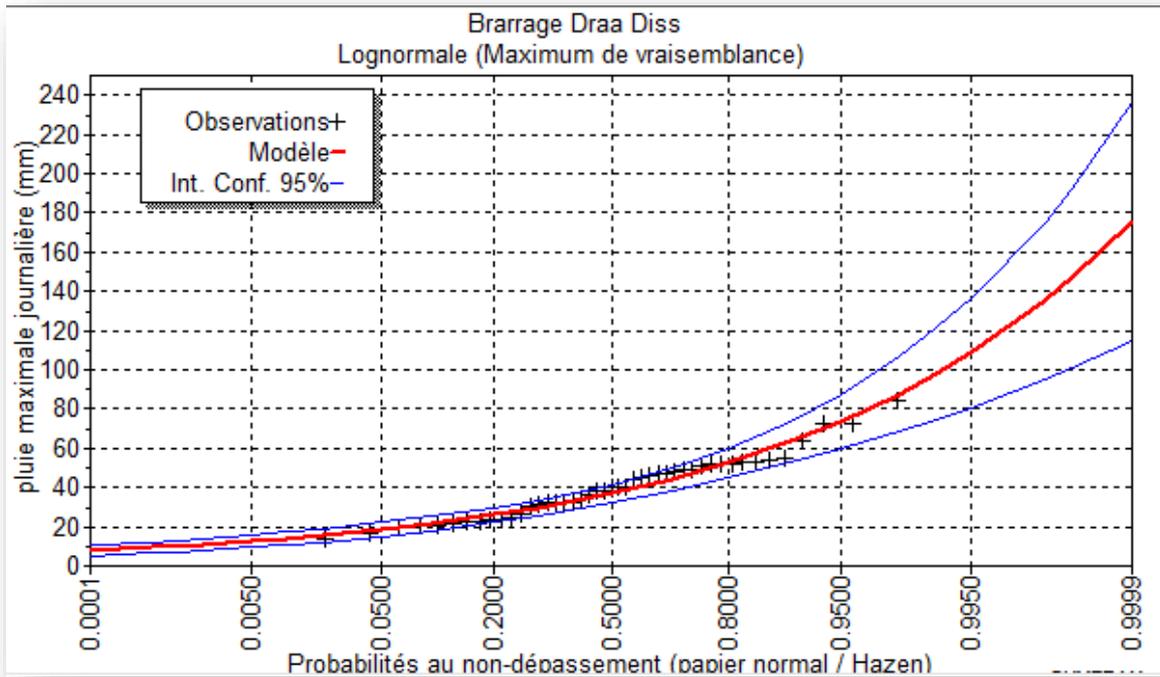
**Tableau III.17** Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0,9990	135	20,4	94,9 - 175
200	0,9950	109	14,2	80,9 - 137
100	0,9900	98,0	11,9	74,7 - 121
50	0,9800	87,4	9,70	68,4 - 106
20	0,9500	73,7	7,10	59,7 - 87,6
10	0,9000	63,3	5,36	52,8 - 73,8

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Graphique de l'ajustement par la loi log normale est représenté ci-après :



**Figure III.09** : Ajustement à la loi log normale

### III.3.2.2. Test de validité de l'ajustement :

La vérification de la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori par un test d'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement possible pour nos données.

Le test de Khi carré  $\chi^2$  assure cette tâche, et les résultats sont obtenus après passage par un outil informatique de calcul probabiliste.

Le tableau suivant résume les résultats du test Khi carré pour chaque loi :

**Tableau III.18** Résultats du test d'adéquation

Lois	$\chi_{cal}^2$	$\chi_{thé}^2$
Gumbel	7,8	12,58
Log Normale	8	12,58

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(X_i - Y)^2}{Y}$$

X : Valeur observée.

Y : Valeur théorique.

La valeur théorique du Khi carré ( $\chi_{thé}^2$ ) est tirée à partir de la table de Khi carré pour une probabilité de 5% au non dépassement. (Annexe B)

**Commentaire :** D'après les graphiques précédents on remarque que la série de pluies maximales journalières possède un ajustement adéquat avec les deux lois log Normale et de Gumbel.

On choisit la loi de Gumbel.

**Tableau III.19** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Gumbel	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	-	13,5
Maximum	-	84,4
Moyenne	40,1	40,1
Écart-type	15,9	15,9
Médiane	37,5	40,3
Coefficient de variation (C <sub>v</sub> )	0,397	0,397

**Tableau III.20** Pluies maximales fréquentielles

Période	1000	100	50	20	10
Fréquence(%)	0,1	1	2	5	10
P <sub>j max</sub> (mm)	135	98	87.4	73.7	63.3

### III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courtes durées (averses) qui sont caractérisées par leurs intensité – durée – fréquence (les courbes I.D.F) on procède par des formules générale exprimant la précipitation à une fréquence donnée en fonction du temps, tel que la formule de Montana :

$$P_{ct} \% = P_{\max j, p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.25})$$

P<sub>ct</sub>% : Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)

P<sub>max j</sub> : Pluie maximale journalière pour une même fréquence (mm)

t : Durée de la pluie

b : Exposant climatique (pour notre région, il est de 0,38)

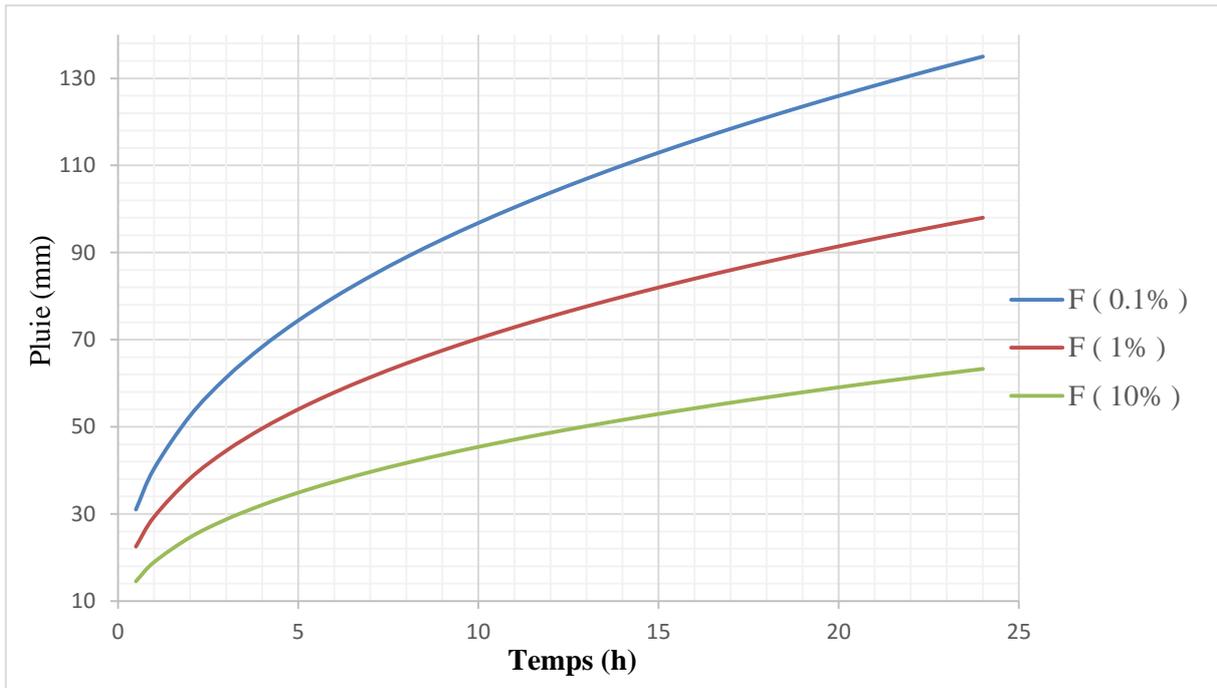
L'intensité de pluie est donnée par la formule :

$$I = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{III.26})$$

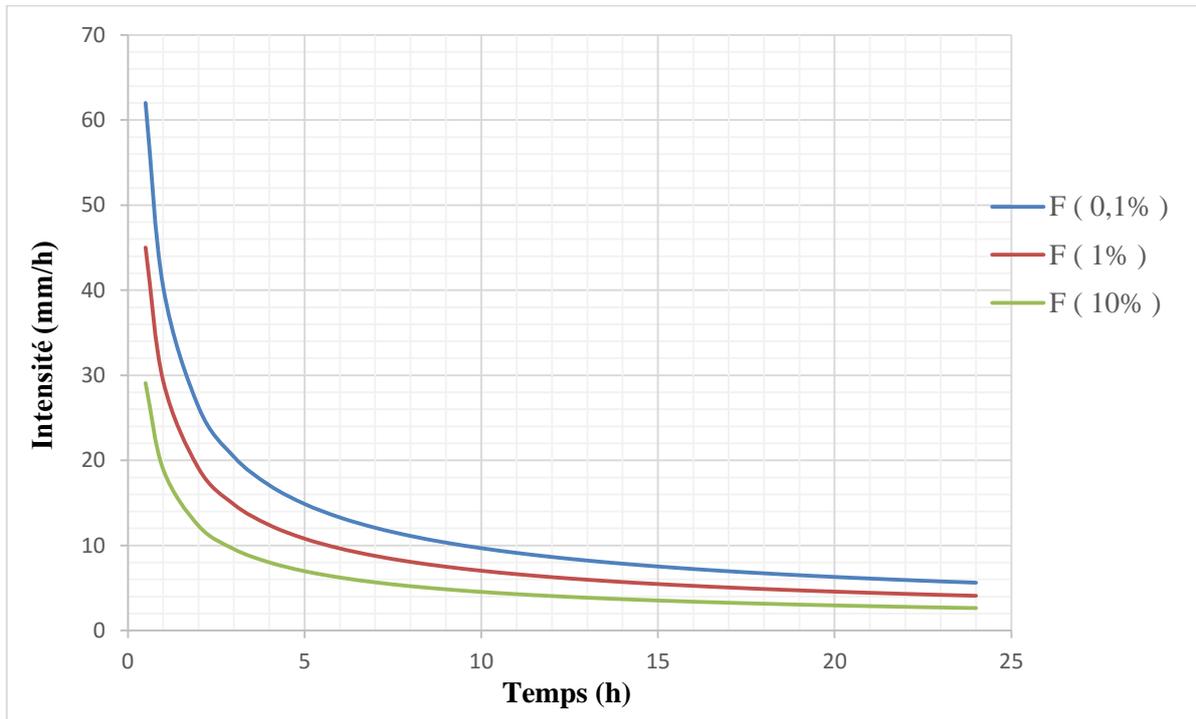
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21** Pluies de courtes durées et leurs intensités pour les différentes périodes de retour

<b>Période</b>	<b>1000</b>		<b>100</b>		<b>10</b>	
<b>Fréquence%</b>	<b>0,1</b>		<b>1</b>		<b>10</b>	
<b>Pj max (mm)</b>	<b>135</b>		<b>98</b>		<b>63,3</b>	
<b>Temps (h)</b>	<b>Pmax t</b>	<b>I</b>	<b>Pmax t</b>	<b>I</b>	<b>Pmax t</b>	<b>I</b>
0,5	31,01	62,01	22,51	45,02	14,54	29,08
1	40,35	40,35	29,29	29,29	18,92	18,92
2	52,51	26,26	38,12	19,06	24,62	12,31
3	61,26	20,42	44,47	14,82	28,72	9,57
4	68,33	17,08	49,61	12,40	32,04	8,01
5	74,38	14,88	54,00	10,80	34,88	6,98
6	79,72	13,29	57,87	9,64	37,38	6,23
7	84,53	12,08	61,36	8,77	39,63	5,66
8	88,93	11,12	64,55	8,07	41,70	5,21
9	93,00	10,33	67,51	7,50	43,60	4,84
10	96,80	9,68	70,27	7,03	45,39	4,54
11	100,37	9,12	72,86	6,62	47,06	4,28
12	103,74	8,64	75,31	6,28	48,64	4,05
13	106,94	8,23	77,63	5,97	50,14	3,86
14	110,00	7,86	79,85	5,70	51,58	3,68
15	112,92	7,53	81,97	5,46	52,95	3,53
16	115,72	7,23	84,01	5,25	54,26	3,39
17	118,42	6,97	85,96	5,06	55,53	3,27
18	121,02	6,72	87,85	4,88	56,74	3,15
19	123,53	6,50	89,68	4,72	57,92	3,05
20	125,96	6,30	91,44	4,57	59,06	2,95
21	128,32	6,11	93,15	4,44	60,17	2,87
22	130,61	5,94	94,81	4,31	61,24	2,78
23	132,83	5,78	96,43	4,19	62,28	2,71
24	135,00	5,63	98,00	4,08	63,30	2,64



**Figure III.10** Courbes des pluies de courte durée



**Figure III.11** Courbes des intensités fréquentielles.

### III.3.4 Etude des apports

Le moyen le plus efficace pour la détermination des apports est celui des observations hydrométriques, lorsqu'on possède des stations de mesure au niveau du bassin versant en question d'étude, dans le cas contraire, on procède soit par analogie par rapport à un autre bassin voisin qui sera bien sûr jaugé, ou encore par le biais des méthodes et des relations empiriques basées sur la pluviométrie, et dépendent des paramètres d'apport et de déficit.

#### III.3.4.1. Estimation de l'apport moyen annuel :

Etant donné que notre bassin ne soit pas jaugé, on opte alors à la méthode empirique ou la méthode d'analogie, en utilisant les observations de la station hydrométrique la plus proche de notre site qui est la station 10 02 08

- **Méthodes empiriques :**

a- Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad (III.27)$$

Avec:

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

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

AN:  $A_0 = 0.915 \times 0.389^{2.684} \times 19.47^{0.842}$

$$A_0 = 0.88 \text{ Mm}^3$$

b- Formule de Medinguer :

$$A_0 = L_e \times S \quad (III.28)$$

$$L_e = 1024 \times (P_{moy} - 0.26)^2 \quad (III.29)$$

Avec :

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

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

$L_e$  : Lamme d'eau écoulé (mm)

AN:  $L_e = 17.215 \text{ mm}$

$$A_0 = 0.335 \text{ Mm}^3$$

c- Formule de Samie :

$$A_0 = L_e \times S \quad (\text{III.30})$$

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.31})$$

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

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

$L_e$  : Lamme d'eau écoulé (mm)

AN:  $L_e = 43,01 \text{ mm}$

$A_0 = 0,84 \text{ Mm}^3$

**Tableau III.22** Récapitulatif des résultats d'estimation d'apport liquide par les méthodes empiriques

Formule	Apport moyen annuel $A_0$ (Mm <sup>3</sup> )
Formule de l'ANRH	0,88
Formule de Medinguer	0,335
Formule de Samie	0,84

#### Remarque :

En vue de des fluctuations marquées dans les résultats de calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$ , obtenues par le calcul empirique, il est donc clair que cette méthode n'est pas significative pour notre étude.

#### • Méthode d'analogie

Puisque notre bassin n'est pas jaugé, et que l'approche empirique n'est pas bonne à utiliser, pour évaluer les apports propres à ce bassin, on recourt donc à la méthode d'analogie en se basant sur les observations de la station 10 02 08 pour nos évaluations.(Annexes B)

**Tableau III.23** La répartition des apports moyen mensuel de la station Koudiat Tendart d'Oued Bou Saleh (A.N.R.H)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fer.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Aou.	Annuel
Apport (Mm <sup>3</sup> )	0.41	0.23	0.23	0.39	0.47	0.6	0.55	1.16	0.38	0.29	0.27	0.25	5.22
Apport (%)	7.85	4.32	4.41	7.47	9	11.49	10.54	22.22	7.28	5.55	5.17	4.79	100

Pour déterminer les apports de notre bassin versant on base sur l'analogie avec les observations de la station Koudiat Tendart d'Oued Bou Saleh dans le bassin versant adjacent en utilisant cette expression :

$$A_{moy}^{Site} = \frac{S_{BV}^{Site}}{S_{BV}^{Station}} \times A_{moy}^{Station} \quad (\text{III.32})$$

Avec :

$A_{moy}^{Site}$  : Apport moyen estimé du site en (Mm<sup>3</sup>)

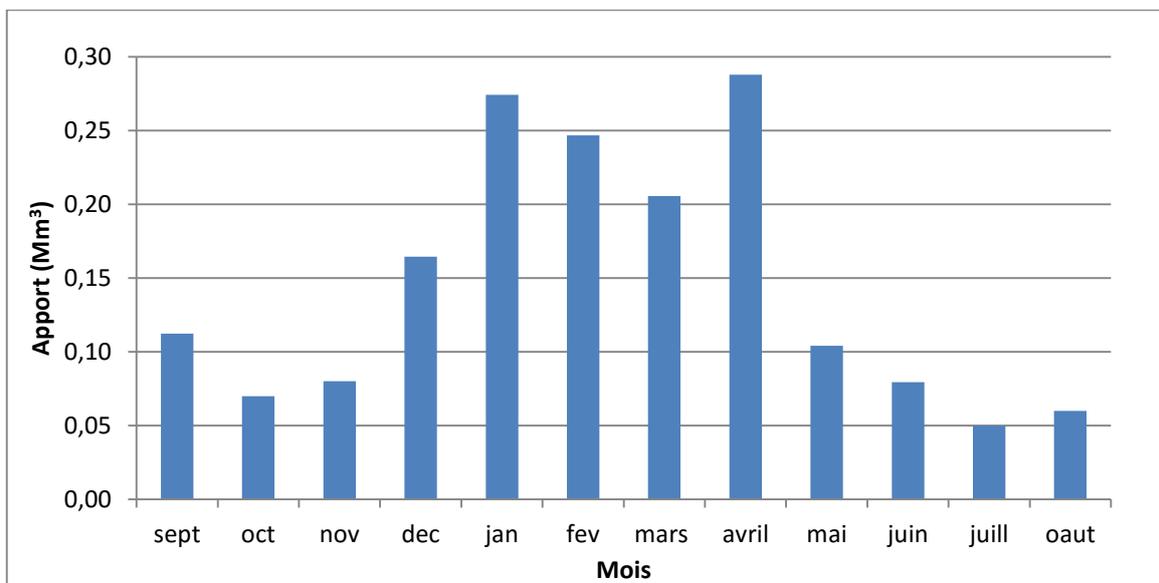
$A_{moy}^{Station}$  : Apport moyen mesuré de la station en (Mm<sup>3</sup>)

$S_{BV}^{Site}$  : Surface du bassin versant du site égal à 19,47 (km<sup>2</sup>)

$S_{BV}^{Station}$  : Surface du bassin versant adjacent ou se trouve la station égal à 142 (km<sup>2</sup>)

**Tableau III.24** La répartition des apports moyen mensuel estimé du site de Draa Diss

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Aou.	Total
A (Mm <sup>3</sup> )	0.11	0.07	0.08	0.16	0.27	0.25	0.21	0.29	0.1	0.08	0.05	0.06	1.74
A (%)	7.5	4.67	5.33	10.97	18.28	16.45	13.71	19.2	6.95	5.3	3.33	4	100



**Figure III.12** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site Draa Diss

### III.3.4.2 Calcul des apports fréquents

Pour déterminer les apports fréquents, on opte à utiliser la loi de Pearson III, exprimée par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = [F_{P\%}C_v + 1]A_0 \quad (III.33)$$

Avec :

$A_0$  : Apport moyen annuel en (Mm<sup>3</sup>)

$A_{80\%}$  : Apport annuel en (Mm<sup>3</sup>) estimé à 80 % de probabilité

$C_v$  : Coefficient de variation

$F_{p\%}$  : La fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

- **Caractéristiques de l'écoulement :**

- a- Module de l'écoulement :**

$$M_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{T} \quad (III.34)$$

AN:  $M_e = \frac{1.74 \times 10^9}{(365 \times 24 \times 3600)}$

**$M_e = 55,17 \text{ l/s}$**

- b- Module de l'écoulement relatif au bassin versant :**

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{BV}} \quad (III.35)$$

AN:  $M_0 = \frac{55,17}{19,47}$

**$M_0 = 2,83 \text{ l/s/km}^2$**

- c- La lame d'eau écoulée :**

$$L_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{S_{BV}} \quad (III.36)$$

AN:  $L_e = \frac{1,74}{19,47} \times 10^3$

**$L_e = 89,37 \text{ mm}$**

Avec :

$S_{BV}$  : Surface du bassin versant en  $\text{km}^2$  ;  $S_{BV} = 19,47 \text{ Km}^2$

$A_{moy}$  : Apport moyen annuel en  $\text{Mm}^3$  ;  $A_{moy} = 9,95 \text{ Mm}^3$

$T$  : Temps d'une année en secondes ;  $T = 31536000 \text{ s}$

- d- Coefficient de l'écoulement :**

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (\text{III.37})$$

$$AN: \quad C_e = \frac{89,37}{389,66}$$

$$C_e = 0,23$$

- **Détermination de coefficient de variation  $C_V$  :**

Pour le faire on se base sur les différentes formules empiriques :

- Formule de Kristky-Menkel

$$C_V = \frac{0,83}{(S^{0,06} \times M_0^{0,27})} \quad (\text{III.38})$$

$$AN : \quad C_V = 0,52$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km<sup>2</sup>)

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

- Formule de Sokolovski

$$C_V = a - 0,063 \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.39})$$

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 \quad (\text{III.40})$$

$$AN : \quad C_V = 0,57$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km<sup>2</sup>)

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

- Formule Algérienne de Padoun

$$C_V = \frac{0,93K}{M_0^{0,23}} \quad (\text{III.41})$$

$$AN: \quad C_V = 0,59$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km<sup>2</sup>)

$K$  : Coefficient de réduction, compris entre (0,25 ; 1)  
On le prend égal à 0,8

- Formule d'Antonov

$$C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad (\text{III.42})$$

$$AN: \quad C_V = 0,36$$

**Tableau III.25** Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement

Formule	Coefficient de variation $C_V$
Formule de Kristky-Menkel	0,52
Formule de Sokolovski	0,57
Formule Algérienne de Padoun	0,59
Formule d'Antonov	0,36
Moyenne des $C_V$	0,51

On prend la valeur la plus proche à la moyenne qui est de 0,52 ; calculée par la formule de Kristky-Menkel.

On détermine  $C_S$  le coefficient d'asymétrie :

$$C_S = 2C_V \quad (\text{III.43})$$

$$C_S = 1,04$$

Ainsi par projection sur la table de Rybkine-Foster (Annexe B) pour une probabilité de 80 % on aura  $F_{P\%} = -0,85$

D'après la loi de Pearson III

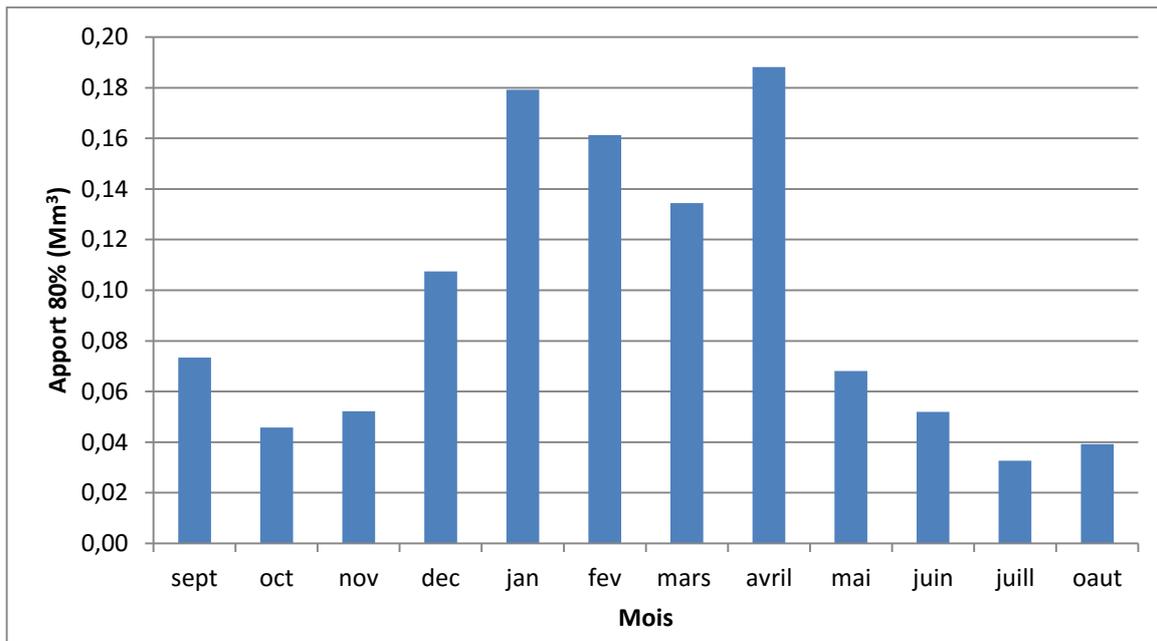
$$A_{80\%} = [F_{P\%}C_V + 1]A_0 \quad (\text{III.44})$$

$$A_{80\%} = [-0,85 \times 0,55 + 1] \times 9,95$$

$$A_{80\%} = \mathbf{0,98 \text{ Mm}^3}$$

**Tableau III.26** Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
Apport en (%)	7.5	4.67	5.33	10.97	18.28	16.45	13.71	19.2	6.95	5.3	3.33	4
$A_{80\%}$ en ( $\text{Mm}^3$ )	0.07	0.05	0.05	0.11	0.18	0.16	0.13	0.19	0.07	0.05	0.03	0.04



**Figure III.13** Répartition mensuelle de l'apport  $A_{80\%}$

### III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort

Dans le but de bien dimensionner un ouvrage hydrotechnique, il est primordial de passer par l'estimation des apports solides, ces derniers dépendent de la région, du climat (pluies et température), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance du sol à l'érosion, liée aussi à la végétation et à la nature géologique des roches.

Le volume mort est une partie de l'écoulement solide dans un cours d'eau, les dépôts de sédiments au niveau du barrage maintiennent un certain régime d'équilibre écologique nécessaire pour la faune et la flore et se diminue au fur et au mesure dans le temps.

Pour estimer l'érosion au niveau de notre bassin versant on s'est basée sur les formules empiriques les plus utilisées, à cause de manque de données serviront pour l'estimation du transport solide, on note celle de Tixeront (1959).

#### III.3.5.1 Formule de Tixeront

Cette formule tient en compte la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité elle s'écrit comme suit :

$$E_S = \alpha L_e^{0.15} \quad (\text{III.45})$$

Avec :

$E_S$  : L'érosion spécifique en (t/km<sup>2</sup>.an)

$L_e$  : La lame d'eau écoulée en (mm).  $L_e = 89.37$  mm

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha = 350$  pour les bassins de moyenne à faible perméabilité.

**Tableau III.27** Représente les valeurs de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	$\alpha$
Élevé	8.5
Moyenne	75
<b>Faible à moyenne</b>	<b>350</b>
Faible	1400
Imperméable	3200

$$AN : E_S = 686.67 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

### III.3.5.2 Formule de Fournier

$$E_S = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \quad (\text{III.46})$$

Avec :

$P_m$  : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).  $P_m = 48,81$  mm

$P_a$  : Pluie moyenne mensuelle (mm).  $P_a = 32,47$  mm

$h$  : Altitude à  $0.45 \times (H_{\max} - H_{\min})$  ;  $h = 132,75$  m

$H_{\max}$  : Altitude maximale égale à 1372 m

$H_{\min}$  : Altitude minimale égale à 1077m

$S$  : Surface du bassin versant en  $\text{km}^2$ .  $S = 19,47$   $\text{km}^2$

$$AN : E_S = 60\,920,05 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

### Remarque :

Vu l'écart du résultat entre les deux relations empirique dans l'estimation de l'érosion, on opte à choisir la formule de Tixeront, du fait que cette formule a été obtenue après études sur un ensemble des barrages du nord-africain (Algérie, Tunisie) ce qui est le cas de situation pour notre région d'étude.

### III.3.5.3 Calcul du volume mort

Ce volume ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour l'estimer :

#### a- Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T}{\gamma_s} \quad (\text{III.47})$$

Avec :

$E_s$  : Érosion spécifique en ( $\text{t} / \text{km}^2 \cdot \text{an}$ )

$T$  : Durée de vie du barrage ( $T = 50$  ans)

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments =  $1,3 \text{ t} / \text{m}^3$

$S$  : Surface du bassin versant en ( $\text{km}^2$ )

Le poids spécifique des sédiments dans la zone sud des versants de monts du Hodna est estimé à  $1.3 \text{ t/m}^3$ .

$$AN : V_m = \frac{686.67 \times 19,47 \times 50}{1.3}$$

$$V_m = 0,51 \text{ Mm}^3$$

#### b- Formule de Tixeront (1959)

Le volume mort est estimé comme suit :

$$V_m = (1,05 \div 1,1) \frac{Q_s}{\gamma_s} \times T \quad (\text{III.48})$$

Avec :

$Q_s$  : Débit solide en (t /an) ;  $Q_s = E_s \times S$

T : Durée de vie du barrage (T = 50 ans)

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments =  $1,3 \text{ t / m}^3$

S : Surface du bassin versant en ( $\text{km}^2$ )

$$V_m = 1.05 \frac{19.47 \times 686.67}{1.3} \times 50$$

$$AN: V_m = 0,54 \text{ Mm}^3$$

**Remarque :** on opte pour la formule de Tixeront, car comme cité précédemment c'est la formule la plus utilisée est la plus adaptée aux bassins de l'Algérie.

Alors on opte au volume mort est :  $V_m = 0,54 \text{ Mm}^3$

### III.4 ETUDE DES CRUES :

Les crues sont des phénomènes qui constituent un risque énorme pour les barrages, les statistiques ont montré que plus d'un tiers des accidents et catastrophes ayant affecté les barrages sont à cause principale des crues, dont l'estimation et la maîtrise est nécessaire afin d'établir les plan d'aléas et de prévention contre la crue.

Pour la détermination des crues, plusieurs méthodes ont été établies, on cite parmi :

- **Méthodes statistiques :** consistent à ajuster les séries de données des débits maximal observés par les lois usuelles (GUMBEL – Log Normale ou Pearson III) et d'estimer les débits pour des fréquences données. Cette méthode requiert l'existence de stations hydrométriques, ce qui n'est pas le cas pour notre bassin, et donc cette approche ne peut être appliqué pour estimer notre crue de projet.

- **Méthodes pseudo-déterministe** : des méthodes récentes élaborées à partir de modèles pluies-débits déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs évènements pluvieux.
- **Méthodes analogiques (comme la méthode de GRADEX)** : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants comme le rapport des surfaces et des précipitations.
- **Méthodes empiriques** : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations, plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation sur la crue du projet.

#### a- Méthodes empiriques

- **Formule de Mallet- Gauthier** :

Le débit de crue est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max P\%} = 2k \log(1 + A \times P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad (\text{III.49})$$

Avec :

- k : Constante topographique varie entre 1 et 3 ; on prend k = 1
- A : Longueur du talweg principal (5,64 km)
- P<sub>moy</sub> : Constante topographique égale à 20
- T : Période de retour en années
- S : Surface du bassin versant (19,47 km<sup>2</sup>)
- Q<sub>max P%</sub> : Débit maximum pour différentes périodes de retour en (m<sup>3</sup>/s)
- L : Précipitation moyenne interannuelle égale à 389,66 mm

**Tableau III.28** Débits maxima pour différentes périodes de retour Données selon la formule de Mallet-Gauthier.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q <sub>max P%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	309,06	316,89	326,96	334,37	357,9	379,97

- **Formule de Possenti** :

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu \times P_{\max j p\%} \times S}{L} \quad (\text{III.50})$$

Avec :

- P<sub>max j p%</sub> : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)
- S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)
- μ : Coefficient [700 < μ < 800] ; on prend μ = 750

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

**Tableau III.29** Débits maxima des crues pour différentes périodes de retour données par Possenti

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	163,89	190,82	226,29	253,73	349,53	455,68

• **Formule de Turraza :**

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \quad (\text{III.51})$$

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de probabilité donnée

I<sub>tc</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h)

**Tableau III.30** Débits maxima des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza.

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
C	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
I <sub>tc</sub>	22,07	25,7	30,47	31,17	47,07	61,37
$Q_{\max P\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	59,68	76,45	98,88	118	203,66	298,72

• **Formule de Sokolovski :**

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha.F.S}{T_m} \quad (\text{III.52})$$

Avec :

P<sub>tc</sub> : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm)

T<sub>m</sub> : Temps de concentration

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

Pour S < 50 km<sup>2</sup> on a  $\gamma = 2$

Pour un bassin boisé peu perméable  $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé  $3 \leq \gamma \leq 4$

On prend  $\gamma = 2$  et donc F = 1.2

$H_0$  : Perte d'eau initiale, au nord algérien  $H_0 = 14$  mm

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

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

**Tableau III.31** Débits maxima des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovski

<b>T (an)</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>1000</b>	<b>10000</b>
<b><math>P_{tc}</math></b>	17.22	20.04	23.77	26.65	36.72	47.87
<b><math>\alpha</math></b>	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8	0,9
<b>Débit max (<math>\text{m}^3/\text{s}</math>)</b>	13,5	27,86	49,17	74,27	152,44	255,66

**Tableau III.32** Débits maxima des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour.

<b>Méthodes</b>	<b>Périodes de retour en année</b>					
	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>1000</b>	<b>10000</b>
<b>Formule de Mallet-Gauthier</b>	309,06	316,89	326,96	334,37	357,9	379,97
<b>Formule de Possenti</b>	163,89	190,82	226,29	253,73	349,53	455,68
<b>Formule de Turruza</b>	59,68	76,45	98,88	118	203,66	298,72
<b>Formule de Sokolovski</b>	13,5	27,86	49,17	74,27	152,44	255,66

**Commentaire :**

On remarque que les résultats des deux formules ; Sokolovski et Turruza sont faibles par rapport aux résultats des deux formules Mallet-Gauthier et Possenti, alors on estime le débit de crue par la méthode d'analogie (GRADEX)

**b- Méthode de GRADEX (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010)**

La méthode du GRADEX est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de  $\text{km}^2$  (jusqu'à 5000  $\text{km}^2$ ), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial. La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes =>Pluies efficaces =>Fonction de transfert =>volume, point et forme de la crue.

• **Hypothèses de la méthode**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q10 ans.

**Remarque :**

- ✓ Ces trois hypothèses sont vérifiées.
- ✓ Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassin voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

• **Etapes de la méthode**

- ✓ Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- ✓ Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières. Calculer le Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \quad \text{(III.53)}$$

Avec :  $\mu$  : variable réduite de Gumbel

- ✓ Ajuster la série des débits de pointe observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).
- ✓ Calculer le débit décennal de notre site à partir du débit décennal de la station avec la formule suivante :

$$Q_{10ans}(Site) = \frac{S_{site}}{S_{station}} * Q_{10ans}(Station) \quad \text{(III.54)}$$

- ✓ Exprimer le débit décennal de site en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R_{10ans} = Q_{10ans} \left( \frac{m^3}{s} \right) * 3.6 * \frac{n(heures)}{S(km^2)} \quad \text{(III.55)}$$

- ✓ Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III.56})$$

Avec :

a : le GRADEX de la pluie

$\mu$  : variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$b' = R - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$ .

- ✓ Tracer la droite de l'équation (III.56) sur même graphe que l'ajustement des  $P_{jmax}$ . Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm), ou bien en appliquant directement la formule précédente.

On exprimer ces  $Q_{max}$  en m<sup>3</sup>/s par la formule :

$$Q_{max} \left( \frac{m^3}{s} \right) = \frac{Q_{extrapolé} * S * 1000}{48 * 3600} \quad (\text{III.57})$$

On obtient les débits maximums car on a utilisé la série des débits de pointes.

### Données & Application

- ✓ Ajustement de la série pluviométrique ( $P_{jmax}$ ) de la station de BELAA 10 03 02 (Annexe B) à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN
- ✓ Détermination du GRADEX :

D'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 12,41 * \mu + 32,96$$

Le GRADEX est donc : a=12,41 mm

- ✓ Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crue de la station de Tessadane, on a estimé le temps de base par : n = 24 heures.

- ✓ L'ajustement de la série des débits de pointe de la station de M'Kaceb (03 03 10) à la loi de Gumbel nous a donné :  $Q_{10ans}(Station) = 67,4 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{10ans}(Site) = \frac{S_{site}}{S_{station}} * Q_{10ans}(Station)$$

$$Q_{10ans}(Site) = \frac{19,47}{19} * 67,4$$

$$Q_{10ans}(Site) = 69,07 \text{ m}^3/s$$

✓

$$R_{10ans} = Q_{10ans} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) * 3,6 * \frac{n(\text{heures})}{\text{s}(\text{km}^2)}$$

$$R_{10ans} = 69,07 * 3,6 * \frac{24}{19,47}$$

$$R_{10ans} = 306,49 \text{ mm}$$

✓ On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = a \cdot \mu + b'$$

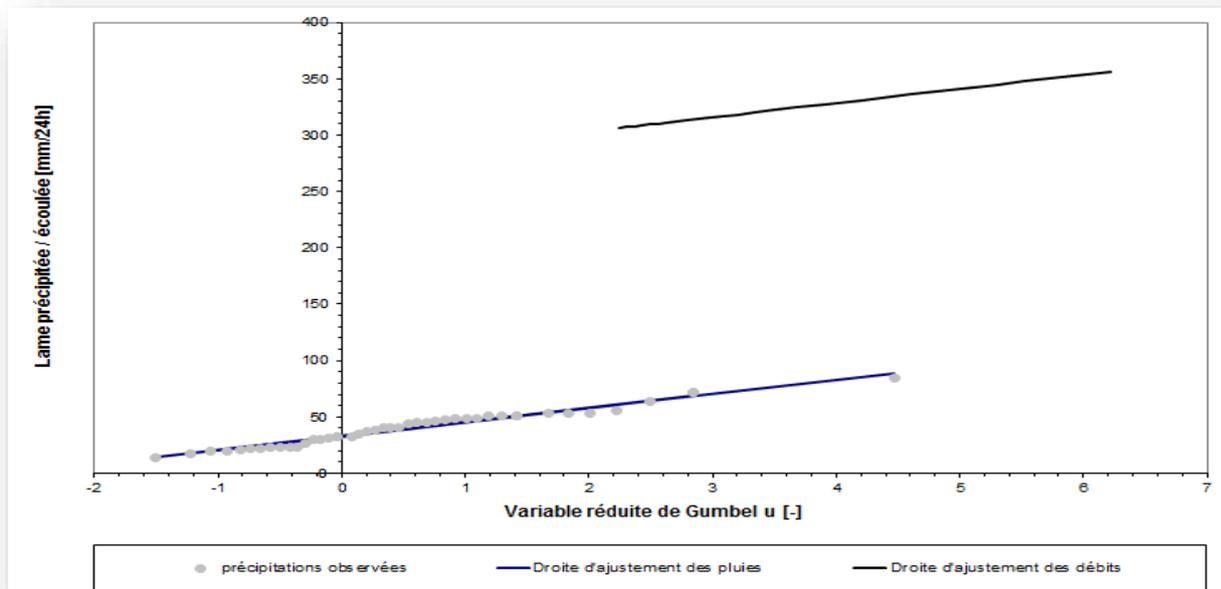
Avec :

a : le GRADEX = 12.41 mm.

$\mu$  : variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ).

$b' = R - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$  avec  $F=1-1/10=0,9 \Rightarrow \mu = 2,25$

$b' = 306,49 - 12,41 * 2,25 = 278,57$



**Figure.14** Méthode de GRADEX

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 12,41 * \mu + 278,57$$

✓ On calcule le débit max pour chaque période de retour avec la formule suivante :

$$Q_{max} \left( \frac{m^3}{s} \right) = \frac{Q_{\text{extrapolé}} * S * 1000}{24 * 3600}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.33** Débits de pointe pour la méthode de GRADEX

T (ans)	F	mu	Q extrapolé (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)
10	0,9	2,25	306,49	69,07
20	0,95	2,97	314,86	71,08
50	0,98	3,90	326,42	73,69
100	0,99	4,60	335,09	75,64
1000	0,999	6,91	363,72	82,09
10000	0,9999	9,21	392,30	88,53

**Interprétation :**

- La méthode de GRADEX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- Les débits calculés par la méthode de GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

**Tableau III.34** Débits de pointes optées

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	69,07	71,08	73,69	75,64	82,09	88,53

**III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovski :**

La méthode de Sokolovski divise l'hydrogramme de crue en deux parties d'équations paraboliques dont l'une est pour la montée et la seconde pour la décrue.

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x \quad (\text{III.58})$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \quad (\text{III.59})$$

Avec :

$Q_m$  : Débit instantané de la montée ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$Q_d$  : Débit instantané de la décrue ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$t_m$  : Temps de la montée de la crue (h) ;  $t_m = t_c = 2,75$  h

$t_d$  : Temps de la décrue (h) ;  $t_d = \gamma \cdot t_m$

$\gamma$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.  $\gamma = 2,5$  voir tableau en dessous

$Q_{max}$  : Débit maximum de la crue de fréquence ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$x, y$  : Puissance des courbes ;  $x = 2$  ;  $y = 3$

**Tableau III.35** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\gamma$ .

Description du cours d'eau	Valeur de $\gamma$
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

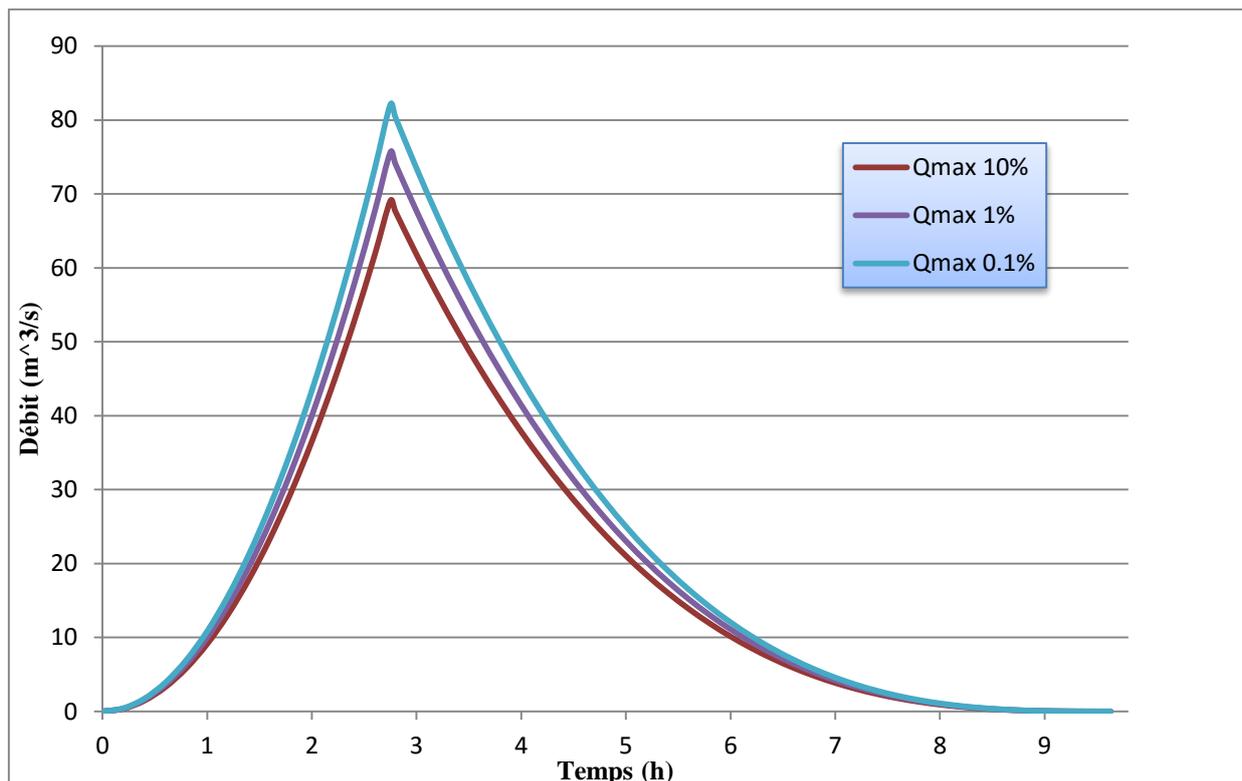
Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau III.36 Débits constituant l'hydrogramme de crue**

<b>Temps (h)</b>	<b>Période de retour (ans)</b>		
	<b>10</b>	<b>100</b>	<b>1000</b>
0	0	0,00	0,00
0,2	0,37	0,40	0,43
0,4	1,46	1,60	1,74
0,6	3,29	3,60	3,91
0,8	5,85	6,40	6,95
1	9,13	10,00	10,86
1,2	13,15	14,40	15,63
1,4	17,90	19,60	21,28
1,6	23,38	25,61	27,79
1,8	29,59	32,41	35,17
2	36,53	40,01	43,42
2,2	44,20	48,41	52,54
2,4	52,61	57,61	62,53
2,6	61,74	67,61	73,38
<b>2,75</b>	<b>69,07</b>	<b>75,64</b>	<b>82,09</b>
2,8	67,57	74,00	80,32
3	61,81	67,69	73,46
3,2	56,38	61,75	67,01
3,4	51,28	56,16	60,95
3,6	46,50	50,93	55,27
3,8	42,03	46,02	49,95
4	37,85	41,45	44,98
4,2	33,96	37,19	40,36
4,4	30,34	33,23	36,06
4,6	26,99	29,56	32,08

Suite du tableau III.36

4,8	23,90	26,17	28,40
5	21,05	23,05	25,02
5,2	18,44	20,19	21,92
5,4	16,05	17,58	19,08
5,6	13,88	15,20	16,50
5,8	11,92	13,05	14,16
6	10,14	11,11	12,06
6,2	8,56	9,37	10,17
6,4	7,15	7,83	8,49
6,6	5,90	6,46	7,01
6,8	4,81	5,26	5,71
7	3,86	4,23	4,59
7,2	3,04	3,33	3,62
7,4	2,35	2,58	2,80
7,6	1,77	1,94	2,11
7,8	1,30	1,42	1,54
8	0,92	1,01	1,09
8,2	0,62	0,68	0,74
8,4	0,39	0,43	0,47
8,6	0,23	0,25	0,28
8,8	0,12	0,13	0,14
9	0,05	0,06	0,06
9,2	0,02	0,02	0,02
9,4	0,003	0,003	0,003
9,6	0	0	0
9,63	0	0	0



**Figure III.15** : Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

#### III.4.1.1 Choix de la crue de projet

La crue de projet, c'est la crue maximale qu'un ouvrage est sensé l'évacuer sans le moindre risque. Le choix de cette crue prend en considération l'ampleur du barrage à réaliser, l'emplacement du barrage et aussi en fonction de ce qui se présente à son aval et bien sûr de tenir compte de l'aspect technico-économique et environnemental.

Ainsi le choix doit se porter sur la variante qui satisfera les exigences techniques du milieu en assurant la sécurité à l'aval et gardant à l'esprit l'aspect économique.

On se base sur les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

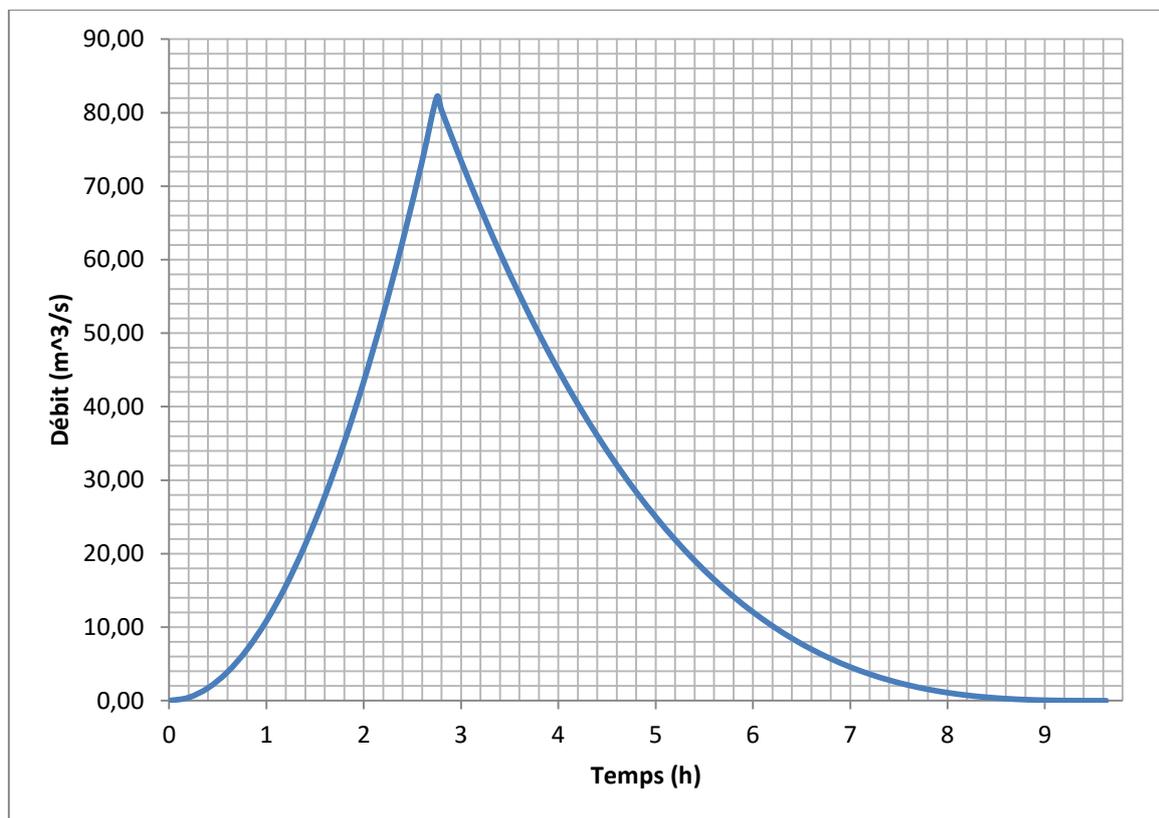
**Tableau III.37** Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle.
Elevés - Perte de vie - Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants - Pas de perte de vie - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles - Pas de perte de vie - Dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour le cas du barrage de Draa Diss, on le classe dans la deuxième catégorie car sa capacité de stockage est importante considère.

On opte alors pour une crue millénaire (1000 ans) de probabilité 0,1%. Et donc un débit maximal de crue égal à 82,09 m<sup>3</sup>/s.

L'hydrogramme de crue qu'on travaille avec correspond à la période de retour 1000 ans soit une fréquence de 0,1% issu des résultats de calcul de la méthode de Sokolovski.



**Figure III.16** Hydrogramme de la crue de projet.

### III.4.2 Régularisation de l'écoulement

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage revient à la répartition régulière et rationnelle de celui-ci dans le temps, afin de compenser les déficits de la demande, qui varie selon le type d'activité à la zone aval de l'ouvrage.

Il existe deux type de régularisation, la première est dite annuelle lorsque l'écoulement annuel couvre la demande en eau et les pertes d'eau du barrage durant toute l'année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Lorsque ce n'est pas le cas, c'est-à-dire que l'écoulement annuel est inférieur à la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif à faire appel à la régularisation interannuelle, cela veut dire que pour satisfaire les besoins en eau d'une année donnée, il faut utiliser une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le barrage.

Pour un total de besoin annuel (Irrigation +AEP) estimé à 184,22 Mm<sup>3</sup> (ANBT, 2017), on a un écoulement annuel de 190,13 Mm<sup>3</sup>, et donc la régularisation est de type annuel.

Pour ce type de régularisation on utilise la méthode du bilan d'eau, dont on doit disposer des données telles que :

- La répartition mensuelle des apports, d'évaporation sur le barrage et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface).
- Les besoins en eau des utilisateurs.

### III.4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue

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

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H \quad (\text{III.60})$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V_{1-2} \quad (\text{III.61})$$

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H_{i,i+1} \quad (\text{III.62})$$

Avec :

$S_i$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$  (m<sup>2</sup>)

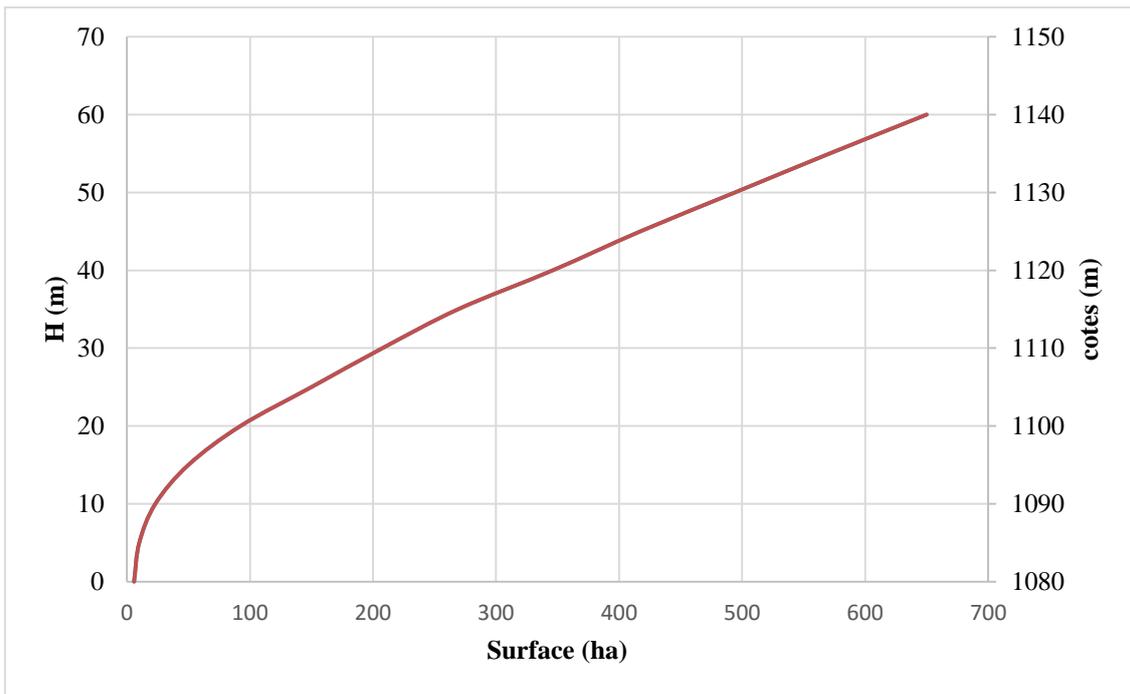
$S_{i+1}$ : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  (m<sup>2</sup>)

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

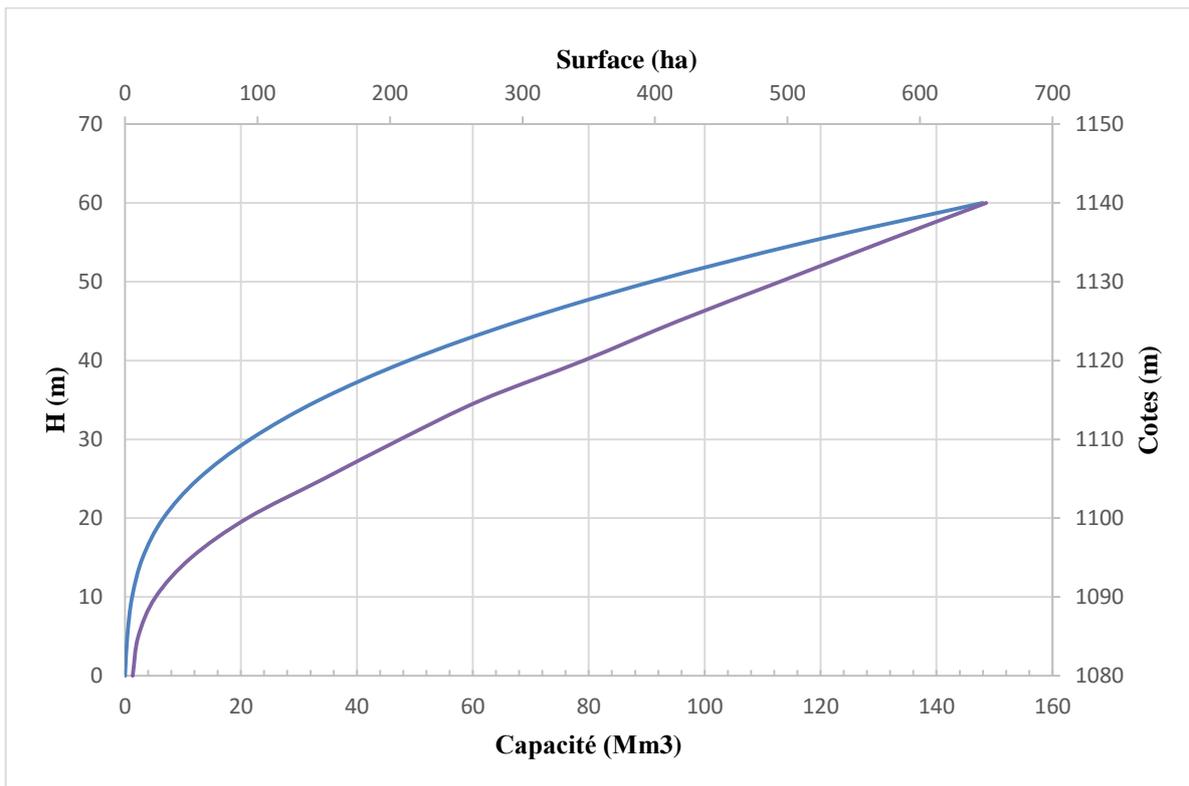
$\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m<sup>3</sup>)

**Tableau III.38** Caractéristiques topographiques de la retenue.

Côte (NGA)	H (m)	$\Delta H$ (m)	Surface (ha)	Surface moy. (ha)	$\Delta V$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{\text{cumulé}}$ (Mm <sup>3</sup> )
1080	0	5	5,77	7,885		
1085	5	5	10		0,39425	0,39425
1090	10	5	23,08	16,54	0,827	1,22125
1095	15	5	50	36,54	1,827	3,04825
1100	20	5	92,31	71,155	3,55775	6,606
1105	25	5	150	121,155	6,05775	12,66375
1110	30	5	207,69	178,845	8,94225	21,606
1115	35	5	269,23	238,46	11,923	33,529
1120	40	5	346,15	307,69	15,3845	48,9135
1125	45	5	417,31	381,73	19,0865	68
1130	50	5	494,23	455,77	22,7885	90,7885
1135	55	5	571,15	532,69	26,6345	117,423
1140	60	5	650	610,575	30,52875	147,95175



**Figure III.17** : Courbe caractéristique Surface-Hauteur de la cuvette



**Figure III.18** : Courbes caractéristiques de la cuvette Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur

#### III.4.2.2 Répartition des besoins

Le barrage de Draa Diss est construit afin de satisfaire les besoins en irrigation (80%) et en AEP (20%) de la région de El Eulma, qui ont pour besoin total annuel estimé par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) à 184,22 million de mètre cube d'eau.

Les besoins sont répartis selon les mois comme suit :

**Tableau III.39** Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et AEP au cours de l'année. (A.N.R.H)

MOIS	TOTAL (AEP+IRR)	
	%	Volume en hm <sup>3</sup>
janvier	8,14	15
Février	1,72	3,16
Mars	1,72	3,16
Avril	1,72	3,16
Mai	1,72	3,16
Juin	1,72	3,16
Juillet	1,72	3,16
Aout	6,63	12,22
Septembre	15,04	27,71
Octobre	18,33	33,76
Novembre	23,24	42,82
Décembre	18,32	33,75
Total	100,00	<b>184,22</b>

**Sachant que :**

Pour satisfaire les besoins mensuels à l'aval de Draa Diss le débit d'équipement en pompage doit être à minima de 7,2 m<sup>3</sup>/s entre Tabellout et Draa Diss.

Donc le volume pompé par le barrage de Tabellout au cours de l'année comme suit :

**Tableau III.40** Répartition du volume transféré au cours de l'année (A.N.R.H)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar	Avr.	Mai.	Jui.	Jui.	Aou.	Total
Volume transféré P (Mm <sup>3</sup> )	15,55	15,55	15,55	16	16	16	16	16	16	15,55	15,55	15,55	189

**III.4.2.3 Calcul du volume utile :**

Pour le calcul du volume utile de la retenue on a besoin des données suivantes :

- L'apport annuel A<sub>80%</sub>
- La consommation U<sub>80%</sub>
- Le volume mort de la retenue V<sub>m</sub>.

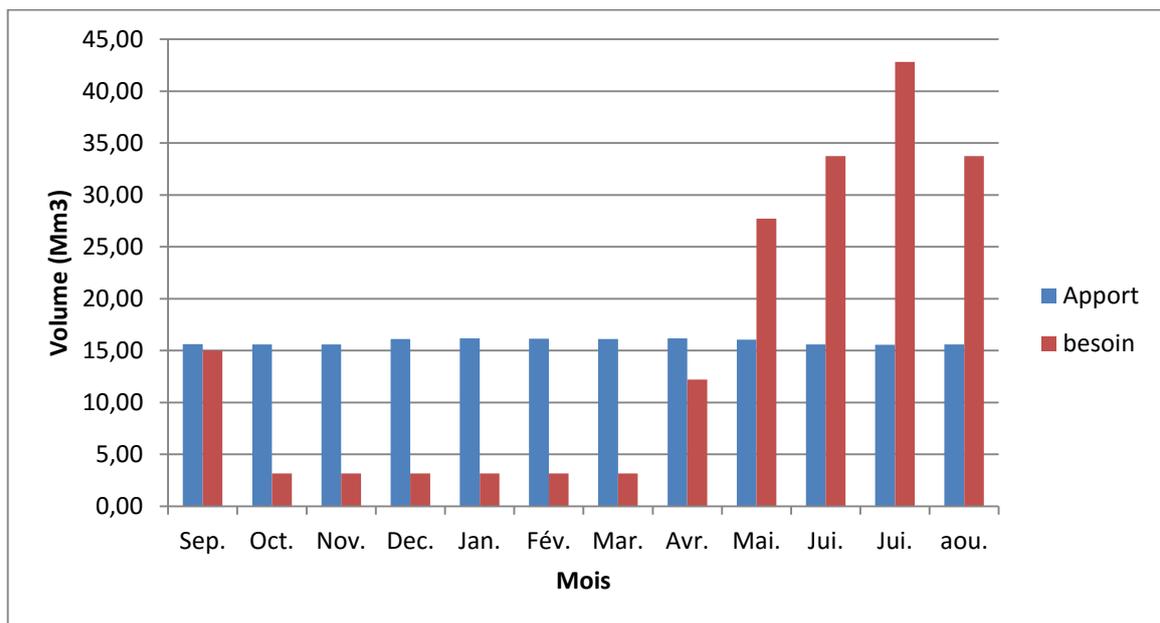
On procède par la méthode du bilan d'eau afin de déterminer le volume utile de la retenue, en suivant les étapes suivantes :

- Déterminer la période à bonne hydraulicité.

- Déterminer les périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires  $V_s$  et  $V_d$ .
- Déterminer le type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Déterminer le volume à évacuer.

**Tableau III.41** Répartition des apports et de besoins mensuels :

Mois	$A_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	$P_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	$U_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	A+P-U (Mm <sup>3</sup> )
Septembre	0,07	15,55	15	0,62
Octobre	0,05	15,55	3,16	12,44
Novembre	0,05	15,55	3,16	12,44
Décembre	0,11	16	3,16	12,95
janvier	0,18	16	3,16	13,02
Février	0,16	16	3,16	13,00
Mars	0,13	16	3,16	12,97
Avril	0,19	16	12,22	3,97
Mai	0,07	16	27,71	-11,64
Juin	0,05	15,55	33,76	-18,16
Juillet	0,03	15,55	42,82	-27,24
Août	0,04	15,55	33,75	-18,16
Total	1.13	189	<b>184,22</b>	



**Figure III.19** Répartition mensuelle des apports et besoins

La période à bonne hydraulicité est celle entre le mois de Septembre et le mois d'Avril.

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

**Tableau III.42** Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	P <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A+P-U (Mm <sup>3</sup> )	V (Mm <sup>3</sup> )
Septembre	0,07	15,55	15	0,62	81,41
Octobre	0,05	15,55	3,16	12,44	
Novembre	0,05	15,55	3,16	12,44	
Décembre	0,11	16	3,16	12,95	
janvier	0,18	16	3,16	13,02	
Février	0,16	16	3,16	13	
Mars	0,13	16	3,16	12,97	
Avril	0,19	16	12,22	3,97	
Mai	0,07	16	27,71	-11,64	75,2
Juin	0,05	15,55	33,76	-18,16	
Juillet	0,03	15,55	42,82	-27,24	
Août	0,04	15,55	33,75	-18,16	

$$V_s = 81,41 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 75,2 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$  on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à  $V_d$ .

On a donc :  $V_u = V_d = 75,2 \text{ Mm}^3$ .

Le volume normal de la retenue sera donc :

$$V_{NR} = V_m + V_u \quad (\text{III.63})$$

$$V_{NR} = 0,54 + 75,2$$

$$V_{NR} = 75,74 \text{ Mm}^3.$$

Le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d'exploitation correspond au niveau normale de la retenue est déterminé par la capacité utile du réservoir.

L'alternance entre le remplissage et la restitution du réservoir est appelée temps de fonctionnement auquel on ajoute les deux consignes d'exploitation.

➤ Première consigne :

Cette consigne consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues, et restituer par la suite en prenant en considération le niveau du volume mort. Le surplus d'eau sera évacué par l'évacuateur de surface.

➤ Deuxième consigne :

Elle consiste à évacuer l'excédent d'eau par l'évacuateur de fond.

#### a- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort correspond à un volume  $V_m = 0,54 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue correspond à un volume

$$V_{NR} = 75,74 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \quad (\text{III.64})$$

Avec :

$V_{rf}$  : Volume de remplissage final

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial

$S$  : Volume excédentaire à évacuer

**Tableau III.43** Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes calculées par les deux consignes

Mois	$A_{80\%+P}$	$U_{20\%}$	$A+P-U$	1 ère consigne			2 ème consigne		
				$V_{ri}$	$V_{rf}$	$S$	$V_{ri}$	$V_{rf}$	$S$
Sep.	15,62	15,00	0,62	1,16	0,54		0,54		
					1,16		-0,08	0,54	0,62
Oct.	15,60	3,16	12,44	13,60	13,60		-5,05	0,54	5,59
Nov.	15,60	3,16	12,44	26,04	26,04		7,39	7,39	
Dec.	16,11	3,16	12,95	38,99	38,99		19,83	19,83	
							52,01	52,01	32,78
Jan.	16,18	3,16	13,02	65,01	65,01		45,80	45,80	
Fev.	16,16	3,16	13,00	77,98	75,74	2,24	58,80	58,80	
						79,71	75,74	3,97	71,77
Mar.	16,13	3,16	12,97	64,10	64,10		75,74	75,74	
Avr.	16,19	12,22	3,97	79,71	75,74	3,97	71,77	71,77	
							64,10	64,10	
Mai.	16,07	27,71	-11,64	45,94	45,94		64,10	64,10	
Jui.	15,60	33,76	-18,16	18,70	18,70		45,94	45,94	
							45,94	45,94	
Juil.	15,58	42,82	-27,24	0,54	0,54		18,70	18,70	
Aou.	15,59	33,75	-18,16				6,21	0,54	6,21

**b- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :**

En général, il existe deux types de pertes dans une retenue

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.
- Calcul du volume d'évaporation :

$$V_{ép} = E_v \cdot S_{moy} \quad (\text{III.65})$$

Avec :

$V_{ép}$  : Volume d'évaporation.

$E_v$  : Evaporation mensuelle.

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe (capacité-hauteur).

**Tableau III.44** Evaporation mensuelle sur le barrage de Draa Diss (ANRH)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
E (mm)	97	63	31	14	11	15	25	39	68	107	137	134	741

- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (\text{III.66})$$

Avec :

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

$V_{moy}$  : Le volume moyen de la cuvette

Les valeurs de ce coefficient ( $\delta$ ) sont données dans le tableau III.38

**Tableau III.45** Valeurs du coefficient  $\delta$  :

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100	>20	>1,5

On est dans le cas des formations peu perméables, alors on prend une valeur de  $\delta$  égale à 0,5

**Tableau III.46** Volumes des pertes du barrage.

Mois	V <sub>moy</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>moy</sub> (ha)	Es (mm)	V <sub>ev</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>inf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Perte II (Mm <sup>3</sup> )
Sep.	7,38	86,010	97	0,083	0,037	0,120
Oct.	19,82	185,596	63	0,117	0,099	0,216
Nov.	32,515	268,188	31	0,083	0,163	0,246
Dec.	45,5	335,315	14	0,047	0,228	0,274
Jan.	58,51	387,591	11	0,043	0,293	0,335
Fév.	71,495	427,447	15	0,064	0,357	0,422
Mar.	78,845	445,548	25	0,111	0,394	0,506
Avr.	71,905	428,534	39	0,167	0,360	0,527
Mai.	55,02	374,890	68	0,255	0,275	0,530
Jui.	32,32	267,052	107	0,286	0,162	0,447
Jui.	9,62	105,410	137	0,144	0,048	0,193
Aou.	0,85	25,561	134	0,034	0,004	0,039
<b>Total</b>			741	1,435	2,419	3,854

La régularisation saisonnière devient donc :

**Tableau III.47** Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A <sub>80%+P</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	II (Mm <sup>3</sup> )	A+P-U- II (Mm <sup>3</sup> )	V (Mm <sup>3</sup> )
Sep.	15,62	15,00	0,120	0,50	78,76
Oct.	15,60	3,16	0,216	12,22	
Nov.	15,60	3,16	0,246	12,19	
Dec.	16,11	3,16	0,274	12,68	
Jan.	16,18	3,16	0,335	12,69	
Fev.	16,16	3,16	0,422	12,58	
Mar.	16,13	3,16	0,506	12,46	
Avr.	16,19	12,22	0,527	3,44	
Mai.	16,07	27,71	0,530	-12,17	76,41
Jui.	15,60	33,76	0,447	-18,61	
Juil.	15,58	42,82	0,193	-27,43	
Aou.	15,59	33,75	0,039	-18,20	

$$V_s = 78,76 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 76,41 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$  on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à  $V_d$ .

On a donc  $V_u = V_d = 76,41 \text{ Mm}^3$ .

Le volume normale de la retenue sera donc :  $V_{NR} = V_m + V_u$

$$V_{NR} = 0,54 + 76,71$$

$$V_{NR} = 77,25 \text{ Mm}^3.$$

**Tableau III.48** Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes calculée par les deux consignes.

Mois	A <sub>80%+P</sub>	U <sub>20%</sub>	II (Mm <sup>3</sup> )	A+P-(U+II)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sep.	15,62	15,00	0,120	0,50	1,04	0,54		0,54	8,2	
Oct.	15,60	3,16	0,216	12,22		1,04		0,04	0,54	0,50
Nov.	15,60	3,16	0,246	12,19	13,26	13,26		-1,32	0,54	1,85
Dec.	16,11	3,16	0,274	12,68	25,46	25,46		10,91	10,91	
Jan.	16,18	3,16	0,335	12,69	38,13	38,13		23,10	23,10	
Fev.	16,16	3,16	0,422	12,58	50,82	50,82		35,78	35,78	
Mar.	16,13	3,16	0,506	12,46	63,40	63,40		48,46	48,46	
Avr.	16,19	12,22	0,527	3,44	75,86	75,86		61,04	61,04	
Mai.	16,07	27,71	0,530	-12,17	79,30	76,95	2,35	73,51	73,51	
Jui.	15,60	33,76	0,447	-18,61	64,78	64,78		76,95	76,95	
Juil.	15,58	42,82	0,193	-27,43	46,17	46,17		64,78	64,78	
Aou.	15,59	33,75	0,039	-18,20	18,74	18,74		46,17	46,17	
					0,54	0,54		18,74	18,74	
							2,35	0,54	0,54	2,35

$$\zeta = \frac{V'_{u}-V_u}{V_u} \times 100 \quad (\text{III.67})$$

$$\zeta = \frac{76,41-75,2}{75,2} \times 100 = 2,33\%$$

$$\zeta > 2\%$$

On doit alors faire une deuxième approximation afin que l'erreur soit inférieure à 2%.

Dans la deuxième approximation le  $V_{ri}$  de la 1<sup>ère</sup> approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen :  $V''_{moy}$

$$V''_{moy} = \frac{V_{ri} - V_{ri+1}}{2} \quad (III.68)$$

**Tableau III.49** Volumes des pertes dans la retenue (2<sup>ème</sup> approximation)

Mois	$V_{moy}$ (Mm <sup>3</sup> )	$S_{moy}$ (ha)	$E_v$ (mm)	$V_{ép}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{if}$ (Mm <sup>3</sup> )	Perte $\Pi$ (Mm <sup>3</sup> )
Septembre	7,157	84,04	97	0,082	0,036	0,117
Octobre	19,37	182,33	63	0,115	0,097	0,212
Novembre	31,81	264,07	31	0,082	0,159	0,241
Décembre	44,50	330,70	14	0,046	0,222	0,269
Janvier	57,14	382,70	11	0,042	0,286	0,328
Février	69,67	422,49	15	0,063	0,348	0,412
Mars	76,43	439,91	25	0,110	0,382	0,492
Avril	70,86	425,75	39	0,166	0,354	0,520
Mai	55,47	376,59	68	0,256	0,277	0,533
Juin	32,45	267,82	107	0,287	0,162	0,449
Juillet	9,64	105,55	137	0,145	0,048	0,193
Août	0,79	24,98	134	0,033	0,004	0,037
Total	475,286	3306,94	741	1,427	2,376	3,803

Ainsi la régularisation est :

**Tableau III.50** Récapitulatif des résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2<sup>ème</sup> approximation)

Mois	$A_{80\%+P}$ (Mm <sup>3</sup> )	$U_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	$\Pi$ (Mm <sup>3</sup> )	$A+P-U-\Pi$ (Mm <sup>3</sup> )	$V$ (Mm <sup>3</sup> )	
<b>Septembre</b>	15,62	15,00	0,117	0,51	78.82	
<b>Octobre</b>	15,60	3,16	0,212	12,22		
<b>Novembre</b>	15,60	3,16	0,241	12,20		
<b>Décembre</b>	16,11	3,16	0,269	12,68		
<b>Janvier</b>	16,18	3,16	0,328	12,69		
<b>Février</b>	16,16	3,16	0,412	12,59		
<b>Mars</b>	16,13	3,16	0,492	12,48		
<b>Avril</b>	16,19	12,22	0,520	3,45		
<b>Mai</b>	16,07	27,71	0,533	-12,18		76.42
<b>Juin</b>	15,60	33,76	0,449	-18,61		
<b>Juillet</b>	15,58	42,82	0,193	-27,43		
<b>Août</b>	15,59	33,75	0,037	-18,20		

La période à bonne hydraulicité est celle entre le mois de Septembre et Avril.

$$V_s = 78,82 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 76,42 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$  on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à  $V_d$ .

On a donc  $V_u = V_d = 76,42 \text{ Mm}^3$ .

Le volume normale de la retenue sera donc :  $V_{NR} = V_m + V_u$

$$V_{NR} = 0,54 + 76,42$$

$$V_{NR} = 76,96 \text{ Mm}^3$$

**Tableau III.51** Récapitulatif des résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2<sup>ème</sup> approximation)

Mois	A <sub>80%</sub> +P	U <sub>20%</sub>	II (Mm <sup>3</sup> )	A+P-(U+II)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sep.	15,62	15,00	0,117	0,50	1,04	0,54		0,54		
						1,043		0,04	0,54	0,50
Oct.	15,60	3,16	0,212	12,23	13,27	13,27		-1,36	0,54	1,90
Nov.	15,60	3,16	0,241	12,20	25,47	25,47		10,86	10,86	
Dec.	16,11	3,16	0,269	12,68	38,15	38,15		23,06	23,06	
Jan.	16,18	3,16	0,328	12,69	50,84	50,84		35,74	35,74	
Fev.	16,16	3,16	0,412	12,59	63,43	63,43		48,44	48,44	
Mar.	16,13	3,16	0,492	12,48	75,91	75,91		61,02	61,02	
Avr.	16,19	12,22	0,520	3,45	79,36	76,96	2,40	73,50	73,50	
Mai.	16,07	27,71	0,533	-12,17	64,79	64,79		76,95	76,95	
Jui.	15,60	33,76	0,449	-18,61	46,18	46,18		64,78	64,78	
Juil.	15,58	42,82	0,193	-27,43	18,75	18,75		46,17	46,17	
Aou.	15,59	33,75	0,037	-18,20	0,55	0,55		18,74	18,74	
							2,40	0,54	0,54	2,40

$$\zeta = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \times 100$$

$$\zeta = \frac{76,42 - 76,41}{76,41} \times 100 \Rightarrow \zeta = 0,013\%$$

Après la deuxième approximation l'erreur est inférieure à 2%, on prend donc un volume utile de 76,42 Mm<sup>3</sup> ce qui donne un volume normale de 76,96 M m<sup>3</sup> et donc une côte normale de 1127,13 NGA.

## Graphiques d'exploitation :

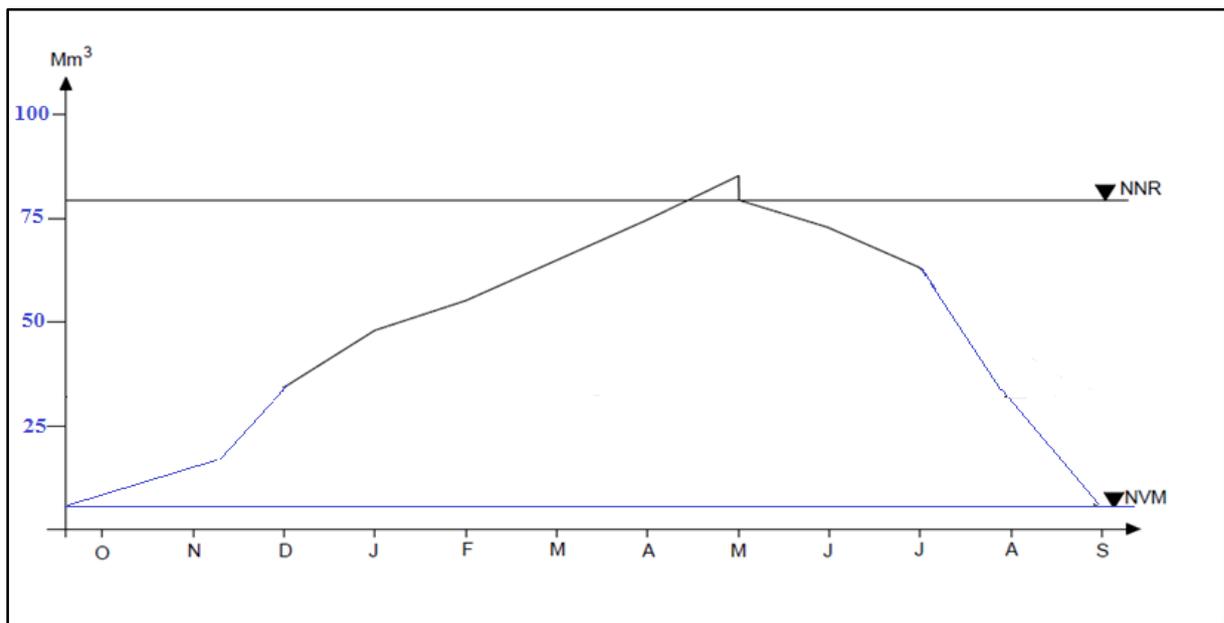


Figure III.20 1<sup>ère</sup> consigne d'exploitation

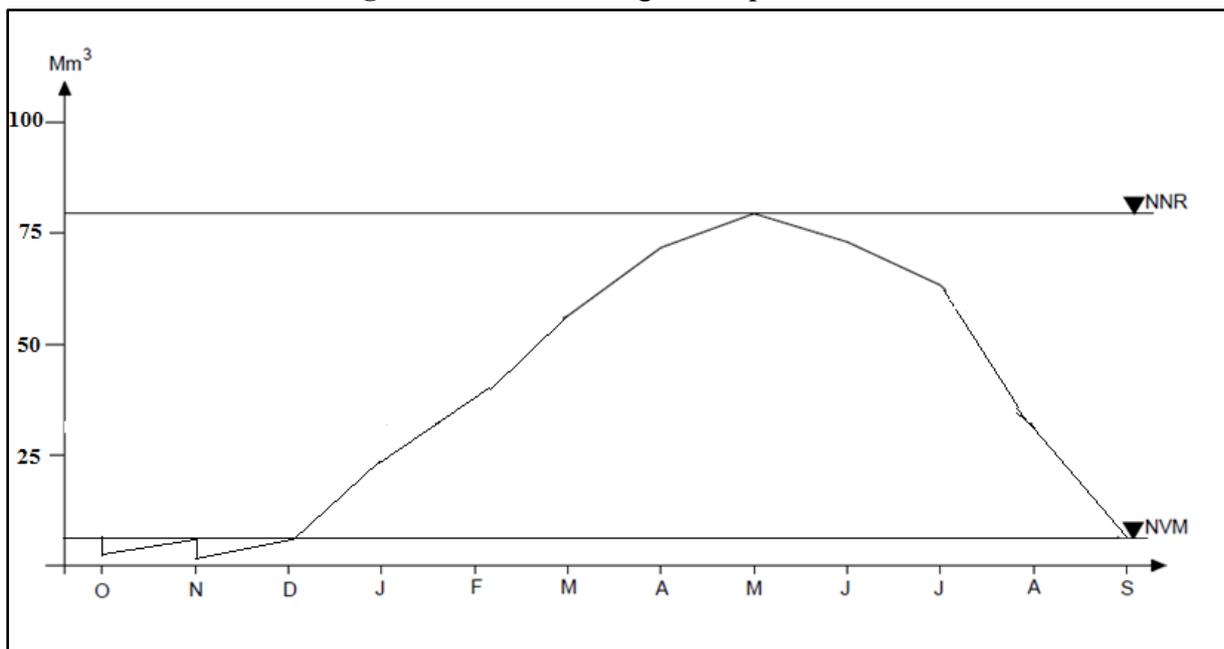


Figure III.21 2<sup>ème</sup> consigne d'exploitation

## III.5 LAMINAGE DES CRUES

### Introduction :

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

$$Q.dt=q.dt+S.dh \quad (III.69)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :  $Q - q = S \cdot dt \cdot dh$  (III.70)

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

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

### III.5.1 Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

1. L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

#### III.5.1.2 Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimée selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}}\right) \quad (III.71)$$

Avec :

$V_F$  : le volume d'eau en charge

$V_C$  : le volume de la crue

$Q_{\%}$  : le débit de la crue

$q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \quad (III.72)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

#### III.5.1.3 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_d^{3/2} \quad (\text{III.73})$$

Avec :

$m$  : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge  $H_d$ , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à **0,49**.

$g$  : l'accélération de pesanteur ; [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ] ;

$b$  : la largeur de déversoir, (**On la fait varier de 20 à 60 m**).

$H_d$  : la charge sur le déversoir (**on fait varier de 0,1 à 0.3 m**).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \quad (\text{III.74})$$

Et

$$S = b \cdot H_d$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne ( $V_{moy}$ ) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{S} \quad (\text{III.75})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui est au-dessus et  $L$  compris entre 20 et 60 mètres.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \quad (\text{III.76})$$

Avec :

$H_0$  : est la charge globale

$\frac{\alpha V_{moy}^2}{2g}$  : La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de  $q_{lam}$ , Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " $H$ " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " $b$ ", Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables  $H$  et  $L$ , Les relations s'ajustent automatiquement.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.52** Données initiales

<b>Données initiales</b>	
<b>g</b>	9,81
<b><math>\alpha</math></b>	1
<b><math>Q_{1\%}</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>	82,09
<b><math>V_{cr\%}</math> (m<sup>3</sup>)</b>	1551168
<b>m</b>	0,49

**Tableau III.53** Récapitulatif des résultats de calcul pour la détermination la charge globale  $H_0$ 

<b>b (m)</b>	<b><math>H_d</math> (m)</b>	<b>q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>V_{moy}</math> (m/s)</b>	<b><math>H_0</math> (m)</b>
20	0,3	10,6	6	1,19	0,37
25	0,28	15,4	7	1,15	0,35
30	0,26	20,2	7,8	1,11	0,32
35	0,24	24,9	8,4	1,06	0,30
40	0,22	29,7	8,8	1,02	0,27
45	0,2	34,5	9	0,97	0,25
50	0,18	39,2	9	0,92	0,22
55	0,14	48,7	7,7	0,81	0,17
60	0,1	58,3	6	0,69	0,12

**Tableau III.54** Récapitulatif des résultats de calcul des débits de crue pour les différentes largeurs de l'évacuateur de crue

$H_d$	$V_{moy}$	$H_0$	Débit laminé (m <sup>3</sup> /s)								
			b (m)								
m	m/s	m	20	25	30	35	40	45	50	55	60
0,3	1,19	0,37	9,9	12,3	14,8	17,2	19,7	22,2	24,6	27,1	29,6
0,28	1,15	0,35	8,9	11,1	13,3	15,5	17,8	20,0	22,2	24,4	26,6
0,26	1,11	0,32	7,9	9,9	11,9	13,9	15,9	17,9	19,9	21,9	23,8
0,24	1,06	0,30	7,0	8,8	10,6	12,3	14,1	15,9	17,6	19,4	21,1
0,22	1,02	0,27	6,2	7,7	9,3	10,8	12,4	13,9	15,5	17,0	18,6
0,2	0,97	0,25	5,4	6,7	8,0	9,4	10,7	12,1	13,4	14,7	16,1
0,18	0,92	0,22	4,6	5,7	6,9	8,0	9,2	10,3	11,4	12,6	13,7
0,14	0,81	0,17	3,1	3,9	4,7	5,5	6,3	7,1	7,9	8,6	9,4
0,1	0,69	0,12	1,9	2,4	2,8	3,3	3,8	4,3	4,7	5,2	5,7

#### III.5.1.4 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de $H_d$ et b:

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau  $H_d$ ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume  $V_{PHE}$  relatif à chaque PHE,
- Définir le volume en charge (forcé) pour chaque lame,
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydro gramme ayant une forme triangulaire :

$$V_{cr} = 0.5 \times Q_{max\ p\%} \times T$$

A l'aide de la formule :

$$q_{max\ p\%} = Q_{max\ p\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \quad (III.77)$$

- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame  $H_d$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.55** Calcul des volumes forcés pour les différentes charges déversantes

<b>H<sub>d</sub>(m)</b>	<b>NNR(m)</b>	<b>PHE (m)</b>	<b>V<sub>PHE</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>V<sub>NNR</sub>(m<sup>3</sup>)</b>	<b>V<sub>forcé</sub> (m<sup>3</sup>)</b>
0,3	1127.13	1127,43	78310000	76960000	1350000
0,28	1127.13	1127,41	78220000	76960000	1260000
0,26	1127.13	1127,39	78130000	76960000	1170000
0,24	1127.13	1127,37	78040000	76960000	1080000
0,22	1127.13	1127,35	77950000	76960000	990000
0,2	1127.13	1127,33	77860000	76960000	900000
0,18	1127.13	1127,31	77770000	76960000	810000
0,14	1127.13	1127,27	77590000	76960000	630000
0,1	1127.13	1127,23	77410000	76960000	450000

**Tableau III.56** Calcul des débits de crue à évacuer

<b>H(m)</b>	<b>V<sub>forcé</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>V<sub>cr</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>q<sub>max p%</sub>(m<sup>3</sup>/s)</b>
0,3	1350000	1551168	10,6
0,28	1260000	1551168	15,4
0,26	1170000	1551168	20,2
0,24	1080000	1551168	24,9
0,22	990000	1551168	29,7
0,2	900000	1551168	34,5
0,18	810000	1551168	39,2
0,14	630000	1551168	48,7
0,1	450000	1551168	58,3

La détermination de la largeur du déversoir (b), ainsi que le débit correspondant (q<sub>lam</sub>), se fait graphiquement après le traçage du graphe q<sub>lam</sub>= f (H) comme le montre la figure suivante.

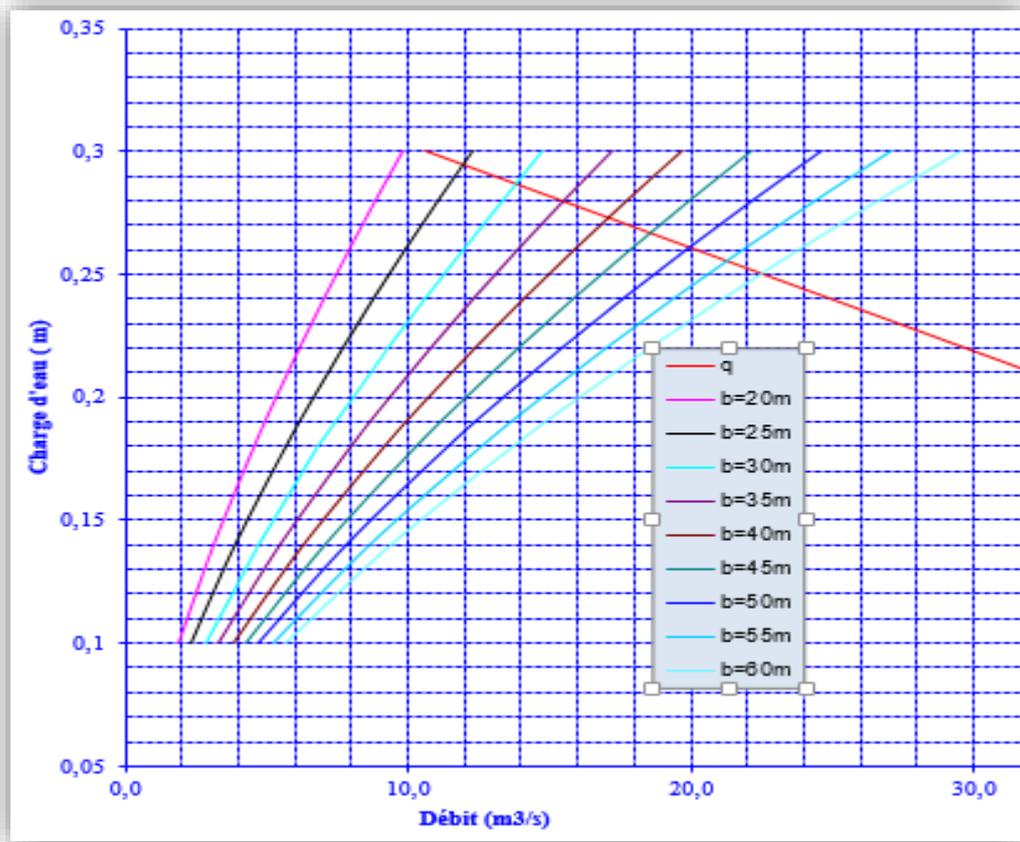


Figure III.22 : Courbes  $H=f(Q, q)$

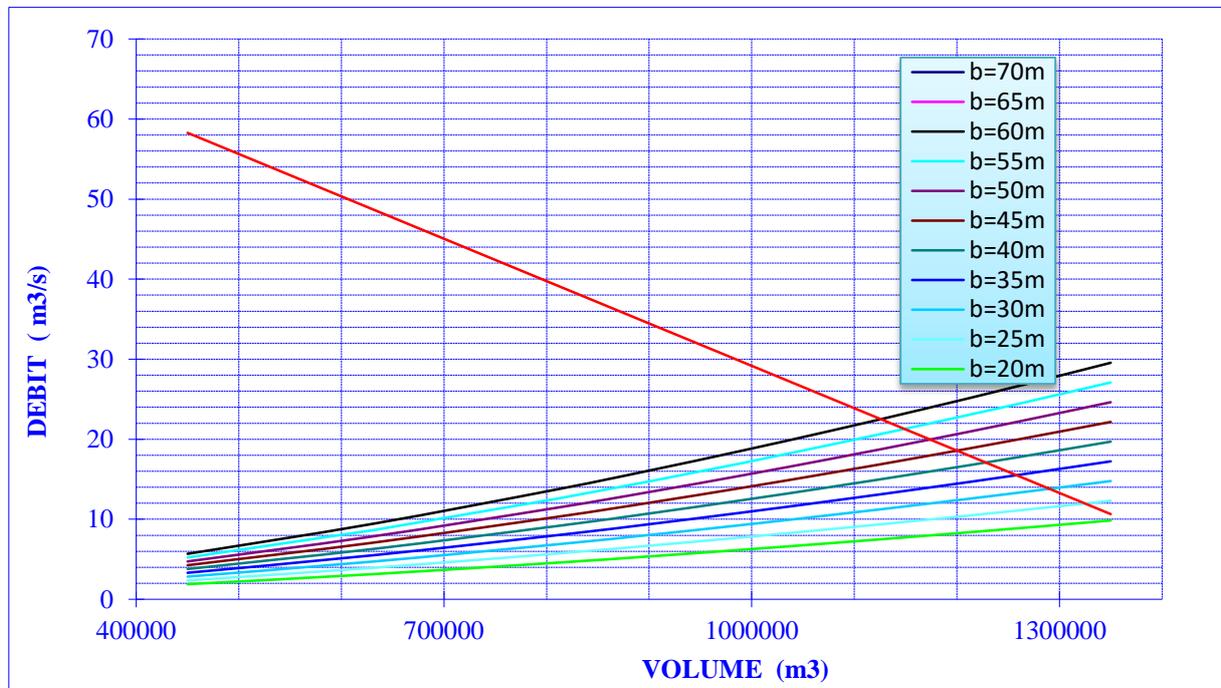


Figure III.23 : Courbes  $Q=f(V_{\text{forcé}} \cdot q_{\text{lam}})$

Le tableau suivant récapitule les largeurs du déversoir, ainsi que les débits laminés et les charges déversantes correspondants :

**Tableau III.57** Débits laminé et charges déversantes pour les différentes largeurs du déversoir

<b>b (m)</b>	<b>H<sub>d</sub> (m)</b>	<b>q<sub>lam</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>
20	-	-
25	0.295	12
30	0.285	13.8
35	0.28	15.5
40	0.27	17
45	0.265	18.5
50	0.26	20
55	0.255	21
60	0.25	22.5

### III.6 CALCUL 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.

#### III.6.1. La revanche

C'est la différence de niveau 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.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

##### a) Formule de MALLET et PACQUANT (Touaibia, 2004)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{III.78})$$

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad (\text{III.79})$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \quad (\text{III.80})$$

Avec :

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

$F$  : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [ $F = 1,5\text{km}$ ] ;

S : Marge de sécurité = 0,5m ;

A.N :

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{1,5} = 0,91\text{m}$$

$$V = 1,5 + 0,66 * h = 2,11 \text{ m/s}$$

$$R = 0,91 + \frac{2,11^2}{2 * 9,81} + 0,5 = 1,64 \text{ m}$$

**b) Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J., & Pougatsch H, 2011).**

$$R = 0,75 * H + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{III.81})$$

$$H = 0,75 + 0,34 * \sqrt{F} - 0,26 * \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.82})$$

Avec :

H : Hauteur des vagues

F : Le fetch (expliqué dans le paragraphe précédent) = 1,5 km

A.N :

$$H = 0,879 \text{ m}$$

**Formule de Gaillard:**

$$V = 1,5 + 2.H \quad (\text{III.83})$$

A.N:

$$V = 1,5 + 2 * 0,879 = 3,36 \text{ m/s}$$

$$R = 1,70 \text{ m}$$

**c) Formule Simplifiée:**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (\text{III.84})$$

A.N:

$$R = 1 + 0,3\sqrt{1,5} = 1,37 \text{ m}$$

**Tableau III.58** Résultats de calcul de la revanche

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
La revanche (m)	1,64	1,7	1,37	1,57

**Conclusion :**

On prend la valeur la plus proche à la moyenne, donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT : **R = 1,64 m**

**III.6.2. Tassement de la digue et fondations**

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0,015h_b \quad (\text{III.85})$$

$$T = 0,001h_b^{3/2} \quad (\text{III.86})$$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage.

$h_b$  = Hauteur du barrage

Donc le tassement est estimé à 0,65 m.

### III.6.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, 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  $b = 1,65 * H_b^{0.5}$  (III.87)

- Formule E.F.PREECE  $b = 1,1 * H_b^{0.5} + 1$  (III.88)

- Formule SIMPLIFIEE (Anonyme)  $b = 3,6 * H_b^{\frac{1}{3}} - 3$  (III.89)

- Formule pratique (USBR)  $b = \frac{5\sqrt{H_b}}{3}$  (III.90)

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

$$H_b = NNR - Cf + h_{dev} + R + t \quad (III.91)$$

Avec :

NNR : cote du niveau NNR (m NGA)

Cf : Cote du fond = 1074,58 m

H<sub>d</sub> : charge déversante au-dessus du déversoir

R : Revanche = 1,64 m,

t : tassement = 0,65 m.

**Tableau III.59** Résultats de calcul de la largeur en crête.

b(m)	H <sub>d</sub> (m)	H <sub>b</sub> (m)	bcrête(m)			
			KNAPPEN	E-F-Preece	Simplifiée	Pratique
25	0,295	55,14	12,3	9,17	10,70	12,38
30	0,285	55,13	12,3	9,17	10,70	12,37
35	0,280	55,12	12,3	9,17	10,70	12,37
40	0,270	55,11	12,2	9,17	10,70	12,37
45	0,265	55,11	12,2	9,17	10,70	12,37
50	0,260	55,10	12,2	9,17	10,70	12,37
55	0,255	55,10	12,2	9,16	10,70	12,37
60	0,250	55,09	12,2	9,16	10,70	12,37

On opte pour une largeur en crête de : b<sub>cr</sub> = **11 m**.

### III.6.4. Calcul des coûts

#### III.6.4.1. Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondante aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{III.92})$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (\text{III.93})$$

Avec :

$V_i$  : le volume de barrage à la cote  $i$ .

$L_i$  : distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : section transversale correspondante à la coupe  $i$ , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \quad (\text{III.94})$$

Avec :  $B_i$  : largeur de base ; elle est calculée par la formule suivante :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \quad (\text{III.95})$$

$m_1, m_2$  : fruits de talus amont et aval du barrage. ( $m_1=3, m_2=2.5$ ).

$H_i$  : hauteur de la tranche au point  $i$ , donnée par :

$$H_i = NNR - Cf + R + H_d + t \quad (\text{III.96})$$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 900 DA.

**Tableau III. 60** Volume des terres pour une largeur déversante de 20 m.

		b=25m ;		H <sub>b</sub> =55.14m			
Coupe N°	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>i moy</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	Coût (Mda)
0	0	11	0	956,71	233,2	223105,83	200,80
1	24,42	145,51	1913,43	3087,28	134,75	416011,13	374,41
2	37,38	216,79	4261,13	6110,10	192,6	1176805,56	1059,13
3	51,8	296,1	7959,07	8617,91	101,8	877303,42	789,57
4	55.14	319,64	9276,75	6966,24	78,7	548243,32	493,42
5	39,16	226,58	4655,73	2327,87	73,25	170516,2	153,46
6	0	11	0	0			
						cout total	3070,79

Les volumes et les couts de la digue pour les différentes largeurs sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.61** Cout de la digue

b(m)	H <sub>a</sub> (m)	H <sub>b</sub> (m)	Crête(m)	Coût (Mda)
25	0,295	55,14	1129,72	3070,79
30	0,285	55,13	1129,71	3054,90
35	0,280	55,12	1129,70	3037,46
40	0,270	55,11	1129,69	3030,21
45	0,265	55,11	1129,69	3022,98
50	0,260	55,10	1129,68	3011,43
55	0,255	55,10	1129,68	3004,22
60	0,250	55,09	1129,67	2997,02

### III.6.4.2. Coût de l'évacuateur de crues

- **Le déversoir :**

Le type déversoir est de « Creager », il s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1.8} \quad (\text{III.97})$$

Avec :

H : Charge sur le seuil

Y : Ordonnée du profil (m)

X : Abscisse du profil (m)

Le volume du déversoir sera :

$$V_b = S * b$$

Avec :

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

b : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 35 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III.62** Coût de déversoir

Profil	b(m)	H <sub>d</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>b</sub> (m <sup>3</sup> )	Cout(Mda)
1	25	0,295	1,88	47	1,645
2	30	0,285	1,82	54,6	1,911
3	35	0,280	1,73	60,55	2,12
4	40	0,270	1,71	68,4	2,394
5	45	0,265	1,68	75,6	2,646
6	50	0,260	1,62	81	2,835
6	55	0,255	1,65	90,75	3,176
7	60	0,250	1,64	98,4	3,444

• **Le coursier :**

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 300 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir vue en plan de l'aménagement).

Le volume du béton de coursier est calculer par :

$$V_{\text{Béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \quad (\text{III.98})$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.5m.

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{\text{cmax}})^{0.4} \quad (\text{III.99})$$

$$b_{\text{ext.coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext.coursier}} * e \quad \text{Avec : } e = 1\text{m}$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{deversante}} + 0.5$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * 0.2 \quad \text{Avec : } e = 0.5\text{m}$$

$$V_{\text{coursier}} = [S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}] \cdot L$$

$$V_{\text{Béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$$

**Tableau III.63** Coût de coursier

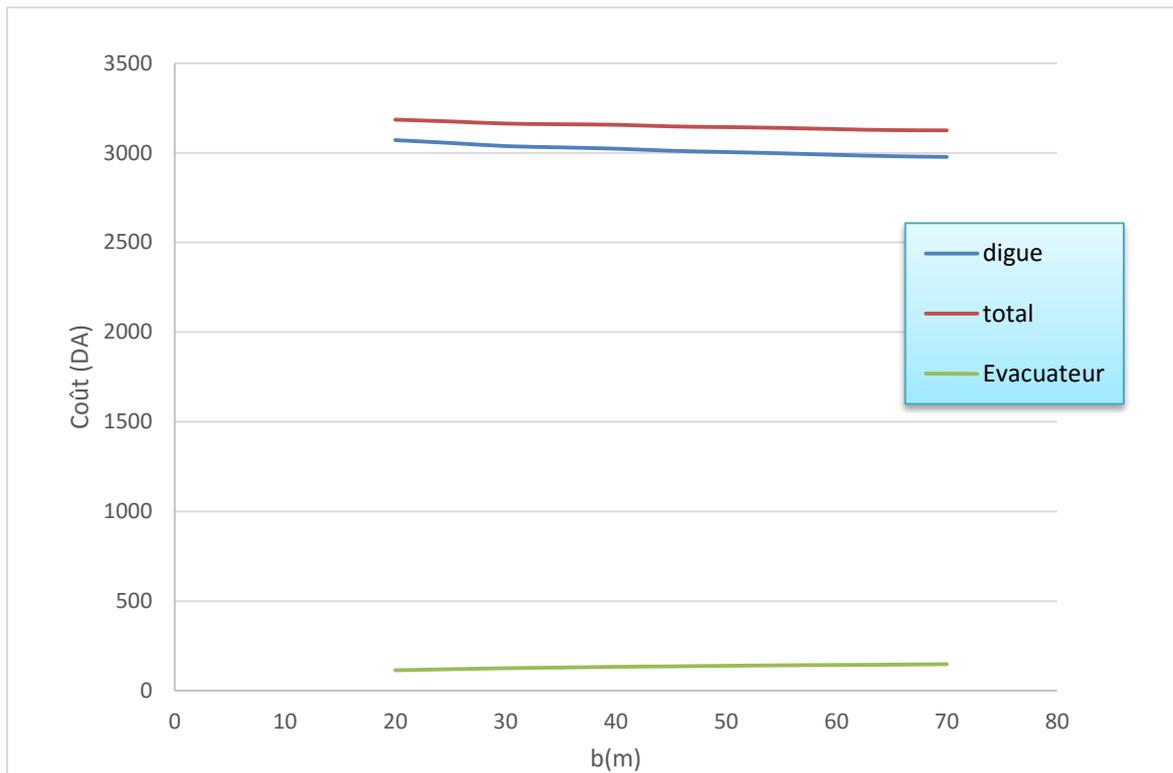
<b>b (m)</b>	<b>H<sub>a</sub> (m)</b>	<b>Q<sub>emax</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>b<sub>coursier</sub> (m)</b>	<b>b<sub>ext,coursier</sub> (m)</b>	<b>S<sub>radier</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>H<sub>mur</sub> (m)</b>	<b>S<sub>mur</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V<sub>coursier</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cout (Mda)</b>
25	0,295	24,045	3,568	4,568	4,568	0,795	0,080	613,458	21,471
30	0,285	28,199	3,803	4,803	4,803	0,785	0,079	644,318	22,551
35	0,280	32,513	4,026	5,026	5,026	0,780	0,078	673,663	23,578
40	0,270	36,267	4,205	5,205	5,205	0,770	0,077	697,275	24,405
45	0,265	40,295	4,386	5,386	5,386	0,765	0,077	721,095	25,238
50	0,260	44,208	4,552	5,552	5,552	0,760	0,076	742,892	26,001
55	0,255	48,003	4,704	5,704	5,704	0,755	0,076	762,951	26,703
60	0,250	51,680	4,845	5,845	5,845	0,750	0,075	781,492	27,352

**III.8.6.3. Coût total du barrage**

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

**Tableau III.64** Coût total du barrage.

<b>b(m)</b>	<b>H<sub>a</sub>(m)</b>	<b>H<sub>b</sub>(m)</b>	<b>Crête(m)</b>	<b>Coût (MDA)</b>			
				<b>Digue</b>	<b>Evacuateur</b>		<b>Total</b>
					<b>Déversoir</b>	<b>Coursier</b>	
25	0,295	55,14	1129,72	3070,79	1,645	21,471	3185,00
30	0,285	55,13	1129,71	3054,91	1,911	22,551	3174,79
35	0,280	55,12	1129,70	3037,46	2,12	23,578	3163,09
40	0,270	55,11	1129,69	3030,21	2,394	24,405	3159,28
45	0,265	55,11	1129,69	3022,98	2,646	25,238	3156,38
50	0,260	55,10	1129,68	3011,43	2,835	26,001	3147,29
55	0,255	55,10	1129,68	3004,22	3,176	26,703	3143,30
60	0,250	55,09	1129,67	2997,02	3,444	27,352	3138,79



**Figure III.25** Le cout de la digue, de l'évacuateur et le cout total

**Commentaire :**

Puisque la hauteur déversante varie légèrement et elle est très faible, de point de vue économique on opte à largeur de déversoir la plus faible.

**Tableau III.65** Récapitulatif des résultats de calculs de l'optimisation

Largeur déversante (m)	Lame déversante (m)	Débit déversant ( $m^3/s$ )	Hauteur de barrage (m)	Cote en crête (m)
25	0,295	12	55,14	1129,72

### III.8.7 Hydrogramme de sortie

Le calcul du temps de sortie de la crue c'est-à-dire l'hydrogramme de sortie par la méthode de Kotchirine est se fait suivant les etapes qui se suit :

- Projeter le débit laminé sur l'hydrogramme de l'entrée (de crue) ;  $q_{lam} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- Lire le temps qui correspond ( $t_1$ ) ;
- Le temps de sortie sera ( $t_0 = t_1 + t_2$ ) avec ( $t_2 = t_1 \Rightarrow t_0 = 2.t_1$ ) ;
- La forme de l'hydrogramme de sortie par cette méthode est triangulaire.

Donc notre hydrogramme de sortie est le suivant

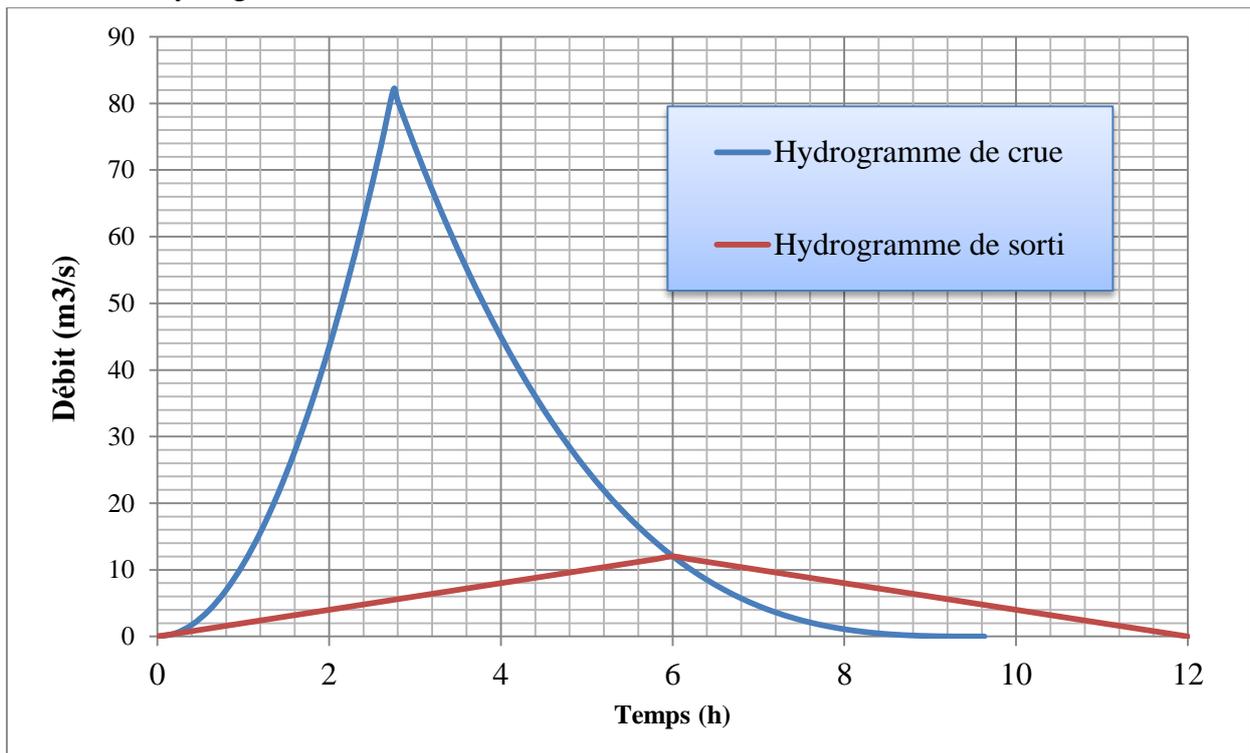


Figure III.26 Hydrogramme d'entrée (de la crue) et de sortie

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

**Tableau III.66** Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

<b>Dénomination</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	0,54
Volume utile	Mm <sup>3</sup>	76,42
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	76,96
Cote du fond	m NGA	1074,58
Cote NNR	m NGA	1127,13
Cote NPHE	m NGA	1128,73
Cote en crête	m NGA	1129,72
Largeur en crête	m	11
Largeur du déversoir	m	25
Charge déversée	m	0,3

La Digue du barrage Draa Diss est en enrochements avec noyau étanche en argile selon l'étude d'avant-projet détaillé de la digue (ANBT, 2000).

# CHAPITRE IV

## ETUDE DE LA VARIANTE DE L'EVACUATEUR DU CRUE

## Introduction

L'analyse des variantes possibles des types d'évacuateurs de crue pour le barrage de Draa Diss, prend en considération les conditions géologiques et géotechniques de la zone d'étude à savoir les facteurs : topographiques, morphologie du terrain, l'aspect sismique, ainsi que la disponibilité des matériaux de construction, des technologies et coûts de réalisation.

La variante optimale à réaliser est celle qui répond au mieux aux exigences préalablement suscitées.

L'évacuateur de crue est un élément essentiel pour la sécurité du barrage, il est conçu pour évacuer le débit de crue de dimensionnement de l'ouvrage, sans influencer la stabilité de ce dernier. On peut notamment classer les évacuateurs de crue selon différents critères :

- a- Selon le fonctionnement hydraulique
  - Evacuateur de surface :
    - Central découvert
    - Evacuateur latéral :
      - A entonnement frontal
      - A entonnement latéral.
      - En puits.
  - Evacuateur en charge :
    - Evacuateur habituel incorporé dans le corps d'un barrage en béton.
    - Evacuateur siphon
    - Evacuateur vidange combiné avec la vidange de fond.
- b- Selon l'emplacement de l'évacuateur par rapport à la digue :
  - Evacuateur central.
  - Evacuateur latéral.

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et économiques.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondus aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder

au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues :

- ✓ Le débit maximal à évacuer pour une période de retour de 1000 ans est  $q_{év} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- ✓ La charge maximale déversant est de 0.3 m ;
- ✓ La largeur du déversoir  $b=25 \text{ m}$ .

#### **IV.1 CHOIX DE TYPE DE L'EVACUATEUR DE CRUE**

Le débit maximum à évacuer est très important ( $q_{év}=12 \text{ m}^3/\text{s}$ ) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation
- Capacité de débit limité pour cette variante
- Réajustement impossible
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier ;
- Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage ;
- Déformation et déplacement dues aux tassements.

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (Profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est couteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

La variante de l'évacuateur latérale sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace ;
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue ;
- Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton ;
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue).

#### **Remarque**

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique, mais la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum (surtout moins d'excavations), et des techniques de réalisation plus simples. Pour cela, on a l'opté dans notre choix.

#### **IV.2 CHOIE DE LA RIVE FAVORABLE**

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente est faible dans cette rive, ce qui nous minimise les dimensions du bassin de dissipation.

La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à

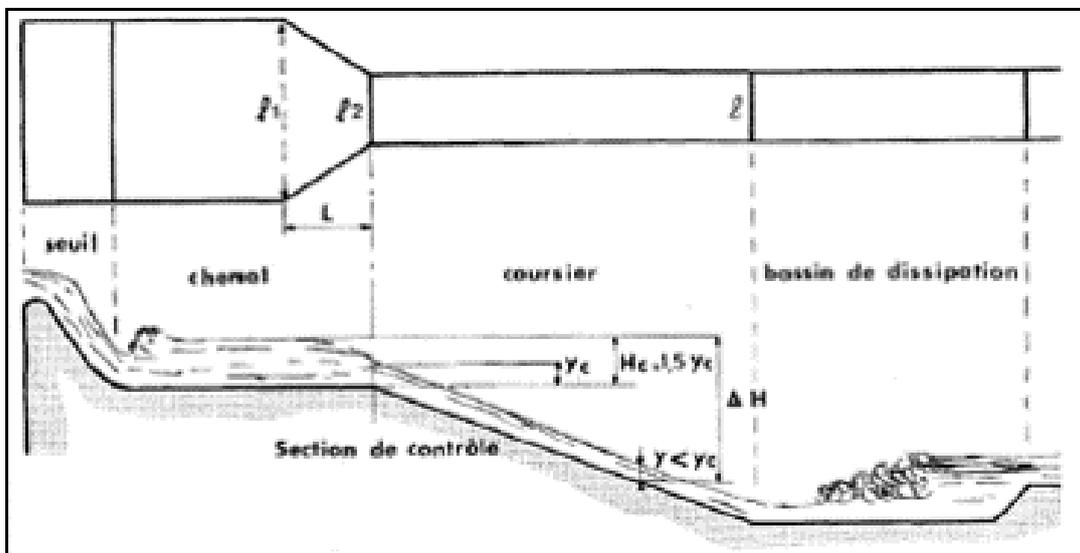
- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

### IV.3 EVACUATEUR LARERAL A ENTONNEMENT FRONTAL

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal comporte les éléments suivants :

- Un Canal d'amenée.
- Un déversoir.
- Le Chenal d'écoulement.
- Un Convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.



**Figure IV.01** Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.

#### IV.3.1 CANAL D'APPROCHE

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

La vitesse d'approche ( $V_{adm}$ ) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.

##### ➤ Vitesse d'approche :

La vitesse dans le canal d'approche est estimée par la formule suivante :

$$V_a = \frac{q_{\text{év}}}{S_c} \quad (\text{IV.01})$$

Avec :

$V_a$  : Vitesse d'approche en m/s

$q_{\text{év}}$  : Débit maximum à évacuer

$S_c$  : Section du canal d'approche en  $\text{m}^2$  ; une section rectangulaire  $b \cdot h$

$h$  : Charge hydraulique en m ;  $h = P + H_d$  ( $P$  : hauteur de pelle)

On a 
$$0.4 < \frac{P}{H_d} \leq 1.6 \Rightarrow 0.12 < P < 0.48 \Rightarrow P = 0.4 \text{ m}$$

$$h = 0.4 + 0.3 = 0.7 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{12}{25 * 0.7} = 0.7 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$V_a < V_{\text{adm}}$  avec  $V_{\text{adm}} = 1.65 - 2 \text{ m/s}$  Pour les alluvions. Pour éviter le risque d'affouillement et d'érosion, on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal. .

#### ➤ Pente du canal d'approche

La pente du talus est en fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est rectangulaire en béton.

Le talus est supposé égal à 1 (c'est un talus temporaire) ;  $m = 1$

#### ➤ Hauteur du mur du canal d'approche ( $H_m$ )

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$Re = 0.6 + 0.05 \cdot V_a \cdot (H_d)^{1/3} \quad (\text{IV.02})$$

$$Re = 0.6 + 0.05 * 0.7 * 0.3^{\frac{1}{3}} = 0.62 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est :

$$H_m = H_d + P + Re \quad (\text{IV.03})$$

$H_m = 0.3 + 0.4 + 0.62 = 1.32 \text{ m}$ ; on prend:  $H_m = 1.5 \text{ m}$ .

#### ➤ Longueur du canal d'approche

La longueur du canal est déterminée d'après les considérations topographiques du terrain, elle est de 17 m.

$$L = 17 \text{ m}$$

### IV.3.2 Déversoir du canal latéral à entonnement frontal

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, on a opté à réaliser un déversoir à paroi mince du type Creager, dont il s'adapte mieux aux écoulements.

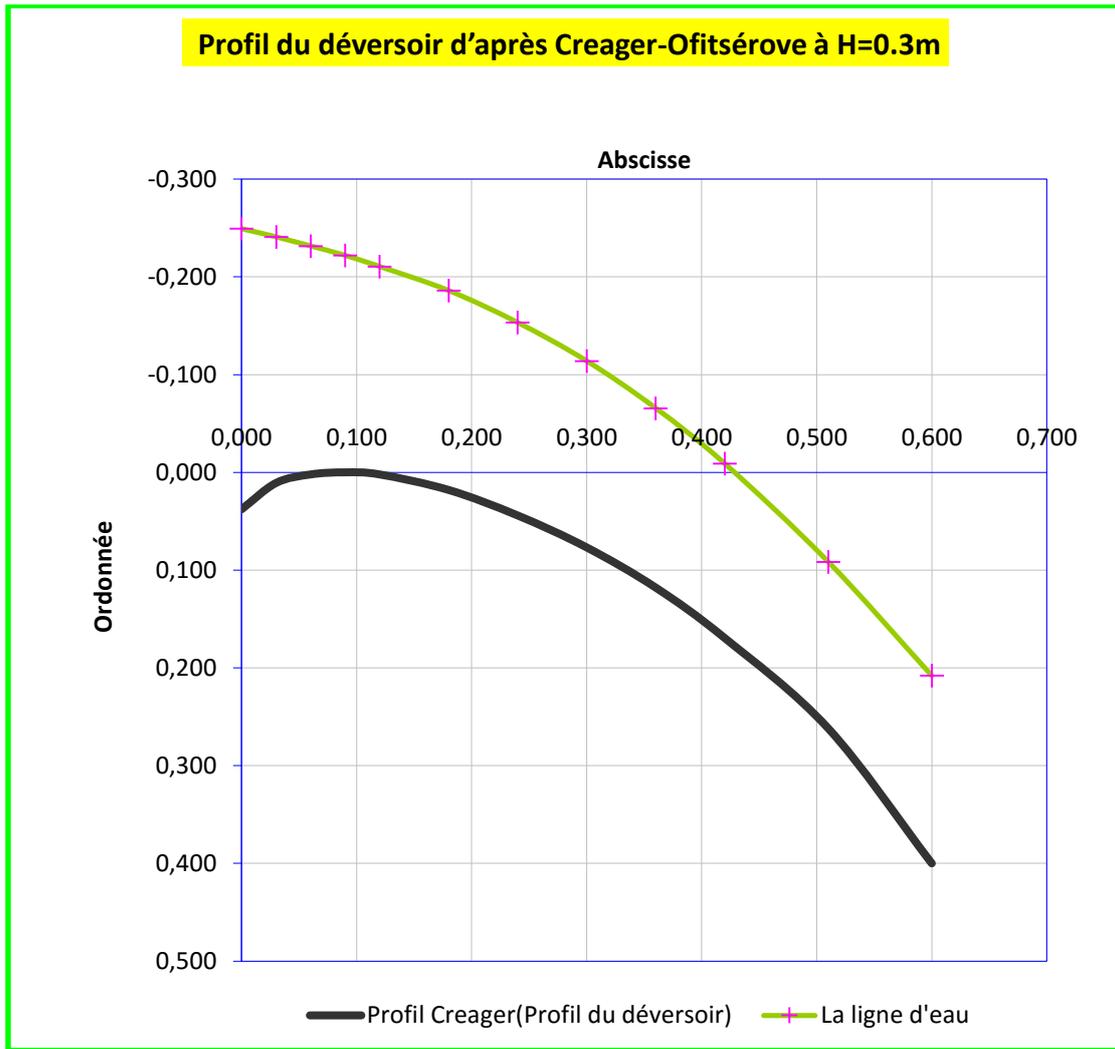
➤ **Quadrant aval :**

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1.85} \quad (\text{IV.04})$$

**Tableau IV.01** Coordonnées du quadrant aval du déversoir.

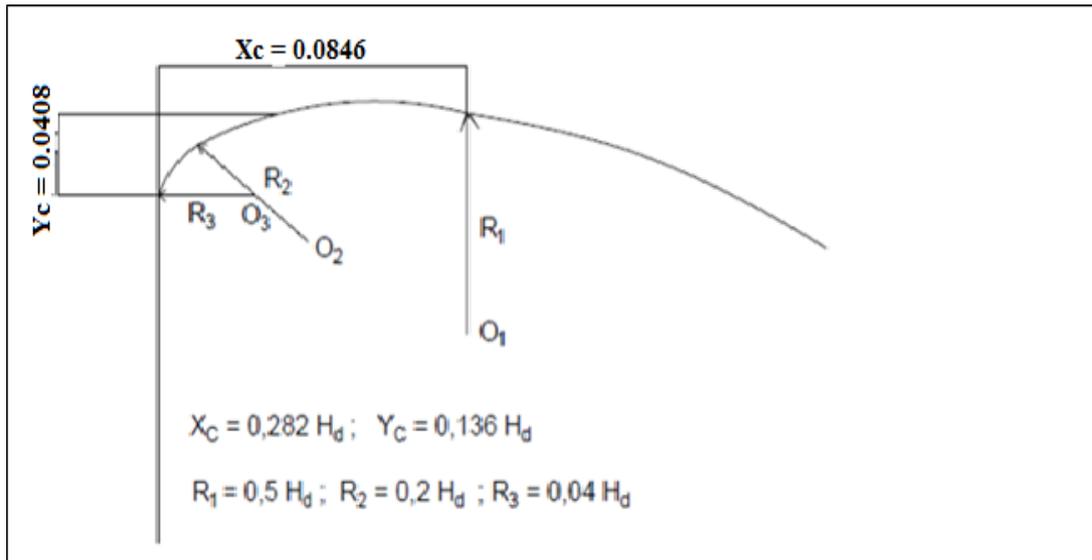
Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=0,3m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	<b>0,300</b>	0,000	0,038	-0,249
0,1	0,036	-0,803		0,030	0,011	-0,241
0,2	0,007	-0,772		0,060	0,002	-0,232
0,3	0	-0,74		0,090	0,000	-0,222
0,4	0,007	-0,702		0,120	0,002	-0,211
0,6	0,06	-0,62		0,180	0,018	-0,186
0,8	0,147	-0,511		0,240	0,044	-0,153
1	0,256	-0,38		0,300	0,077	-0,114
1,2	0,393	-0,219		0,360	0,118	-0,066
1,4	0,565	-0,03		0,420	0,170	-0,009
1,7	0,873	0,305		0,510	0,262	0,092
2	1,33	0,693		0,600	0,400	0,208



**Figure IV.02** Profil déversoir type Creager (H=0.3 m)

➤ **Quadrant amont**

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (*United States Army Corps of Engineers*), préconisée en 1958. La courbe de la crête se compose de trois arcs circulaires.



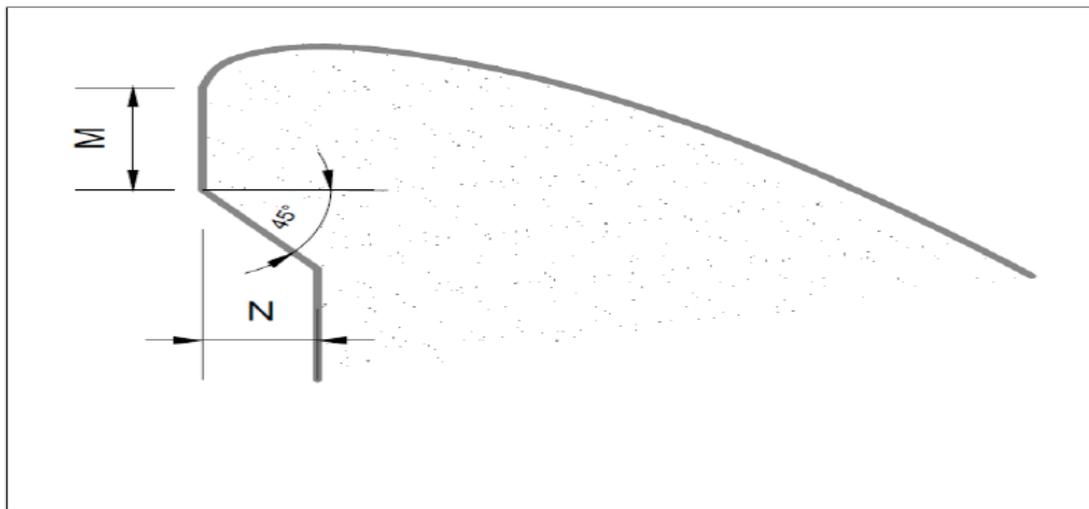
**Figure IV.03** Schéma du détail du quadrant amont du déversoir

**Tableau IV.02** les origines  $O_i$ , rayons de courbure  $R_i$

i	$O_i$	$R_i$
1	(-0,895 ; -1,85)	0.15
2	(-0,374 ; -0,524)	0.06
3	(-0,148 ; 0)	0.012

$X_c = 0.0846 \text{ m} ; Y_c = 0.0408 \text{ m} ;$  Avec  $H_d = 0.3 \text{ m}$

Selon l'USCE les recommandations pour le déversoir à parement amont surplombant sont :



**Figure IV.04** Schéma du déversoir à parement amont surplombant (source Small Dams)

$$\frac{M}{N} = 0,5 \text{ et } \frac{M}{H_d} > 0,6$$

On prend  $M = 0.5$  et  $N = 1 \text{ m} \rightarrow$  alors  $\frac{M}{H_d} > 0,6$

➤ **Rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas où  $P < 10$  on prend  $R = 0.5 \times P$ .

On a  $P = 0.4 \text{ m} < 10 \text{ m}$

D'où  $R = 0.5 \times 0.4 \rightarrow R = 0.2 \text{ m}$ .

On applique le théorème de Bernoulli entre les deux extrémités du déversoir, pour déterminer la hauteur au pied du déversoir.

$$P + H = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{IV.05})$$

$$P + H = y_1 + \frac{q^2}{y_1^2 \times 2g}$$

Avec :

P : Hauteur de pelle

H : Hauteur d'eau déversante

$y_1$  : Hauteur d'eau au pied du déversoir

q : Débit par unité de largeur

V : Vitesse d'écoulement

$$\text{AN : } y_1 = 0.15 \text{ m}$$

La hauteur d'eau au pied du déversoir est de :  $y_1 = 0.15 \text{ m}$

### IV.3.3 CHENAL D'ÉCOULEMENT

➤ **Détermination de la ligne d'eau**

• **Profondeur critique :**

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g \cdot b^2}} \quad (\text{IV.06})$$

Avec :

$Q_{max}$  : Débit max évacué ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

b : Largeur du déversoir (m)

$$\text{AN: } h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{12^2}{g \cdot 25^2}} \Rightarrow h_{cr} = 0.29 \text{ m}$$

• **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left( \frac{Q_{max}(b+2h_c)^{2/3}}{K(b \times h_c)^{5/3}} \right)^2 \quad (\text{IV.07})$$

$$\text{AN: } I_{cr} = \left( \frac{12(25+2 \times 0.29)^{2/3}}{76(25 \times 0.29)^{5/3}} \right)^2 = 0,002548 \Rightarrow I_{cr} = \mathbf{0.25 \%}$$

- **Profondeur normale :**

Pour un écoulement uniforme normal est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad (\text{IV.08})$$

$$C = \frac{1}{n}R^{1/6}$$

$$h_n = \left( \frac{n \times Q_{max}(b+2h_n)^{2/3}}{\sqrt{I}(b)^{5/3}} \right)^{3/5}$$

$$h_n = \left( \frac{0.013 \times 12(25+2h_n)^{2/3}}{\sqrt{0.0025}(25)^{5/3}} \right)^{3/5}$$

Par calcul itératif on trouve :

$$\mathbf{h_n = 0.4m}$$

➤ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

A l'amont du chenal on adapte une hauteur des murs bajoyers qui atteint le niveau de la crête de la digue (Niveau de crête = 1130.02 m) soit donc une hauteur de 7 m.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{avl} + R \quad (\text{IV.09})$$

$$\text{Avec : } R = 0,06 + 0,05 V_{avl} \times Y_{avl}^{1/3}$$

$$Y_{avl} = 0.29 \text{ m}$$

$$V_{avl} = 1.66 \text{ m/s}$$

$$R = 0,11 \text{ m}$$

$$H_{baj} = 0.29 + 0.11$$

$$H_{baj} = 0.4 \text{ m}$$

- On prend une hauteur des murs à l'aval égale à 0.5 m

#### IV.3.4 CONVERGENT

Pour passer du chenal d'écoulement au coursier on passe par le convergent afin d'augmenter un peu la lame d'eau et la garder dans le coursier, à travers lequel la lame d'eau va se baisser à cause de l'effet important de la pente.

$$\theta = \text{Arctg} \left[ \frac{1}{2Fr_1} \left( \frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \right] \quad (\text{IV.10})$$

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{b_2}{b_1} \right) \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

$b_1$  et  $b_2$  sont respectivement les largeurs du début et fin du convergent.

On prend une largeur  $b_2$  égale à 25 m, et on détermine l'angle  $\theta$  de convergence.

$$Fr_1 = \frac{Q}{s\sqrt{g.hc}} \quad (\text{IV.12})$$

$$Fr_1 = \frac{12}{(25 \times 0.29)\sqrt{9.81 \times 0.29}} = 1,00$$

$$\theta = \text{Arctg} \left[ \frac{1}{2 \times 1} \left( \frac{25}{15} - 1 \right) \right] = 18.43^\circ$$

$$Fr_2 = 0,8$$

Ainsi la hauteur à l'aval du convergent est donnée par :

$$h_2 = \left( \frac{Q}{Fr_2 \times b_2 \sqrt{g}} \right)^{2/3} \quad (\text{IV.13})$$

$$h_2 = \left( \frac{12}{0.8 \times 15 \sqrt{9.81}} \right)^{2/3} = \mathbf{0.47 \text{ m}}$$

$$L_{conv} = \frac{(b_1 - b_2)}{2} / \tan \theta$$

La longueur du convergent est donc égale à 15 m ;  $L_{conv} = \mathbf{15 \text{ m}}$

### IV.3.5 COURSIER

Le passage du chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

On continue à partir du convergent

La largeur du coursier est de 15 m avec une pente de 18.47%.

➤ **Profondeur critique :**

La profondeur critique pour la section rectangulaire est donnée comme suit :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g.b^2}} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

$Q_{\max}$  : Débit max évacué ( $m^3/s$ )

$b$  : Largeur du coursier (m)

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{12^2}{9.81 \times 15^2}} \Rightarrow h_c = 0.4 \text{ m}$$

➤ **Pente critique :**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left( \frac{n \times Q_{\max} (b + 2h_c)^{2/3}}{(b \times h_c)^{5/3}} \right)^2 \quad (\text{IV.15})$$

$$I_{cr} = \left( \frac{0.013 \times 12 (15 + 2 \times 0.4)^{2/3}}{(15 \times 0.4)^{5/3}} \right)^2 = 2.46 \times 10^{-3}$$
$$I_{cr} = 0.246\%$$

➤ **Profondeur normale :**

Pour un écoulement uniforme normal est déduite par la formule :

$$Q = S.C. \sqrt{R.I} \quad (\text{IV.16})$$

$$h_n = \left( \frac{n \times Q_{\max} (b + 2h_n)^{2/3}}{\sqrt{I}(b)^{5/3}} \right)^{3/5}$$

$$h_n = \left( \frac{0.013 \times 12 (15 + 2h_n)^{2/3}}{\sqrt{0.1847} (15)^{5/3}} \right)^{3/5}$$

Par itérations successives on trouve :  $h_n = 0.11 \text{ m}$

➤ **Calcul de la ligne d'eau :**

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du convergent sont considérés comme donnés pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier

$b_2 = b_{\text{coursier}} = 15 \text{ m}$  ;  $h_c = 0.4 \text{ m}$  ; pente I du coursier égale à 18.47%.

• **Méthode d'intégration indirecte :**

Cette méthode est la solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre considère qu'il y a pas de variation de débit le long du canal :

$$\frac{dQ}{dx} = 0$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

$S_0$  : Pente du fond

$S_f$  : Pente de la ligne d'énergie

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie  $S_f$  peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différence finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \quad (\text{IV.18})$$

On choisit des pas de variations arbitraires pour  $y$  et on calcule la distance  $\Delta x$  correspondante aux profondeurs  $y_i$ , et on calcule la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$$

A partir de la profondeur moyenne on calcule la section mouillée et le rayon hydraulique moyen, on calcule  $\Delta x$  à chaque valeur de  $y_i$ , et l'ajoute à  $\Delta x$  cumulés jusqu'à trouver la somme des  $\Delta x$  égale à la longueur  $L$  du coursier.

Avec :

$y$  : Profondeur d'eau dans le coursier (m)

$A$  : Section mouillée (m<sup>2</sup>)

$P$  : Périmètre mouillé (m)

$R$  : Rayon hydraulique (m/m)

$S_0$  : Pente moyenne du coursier (m/m)

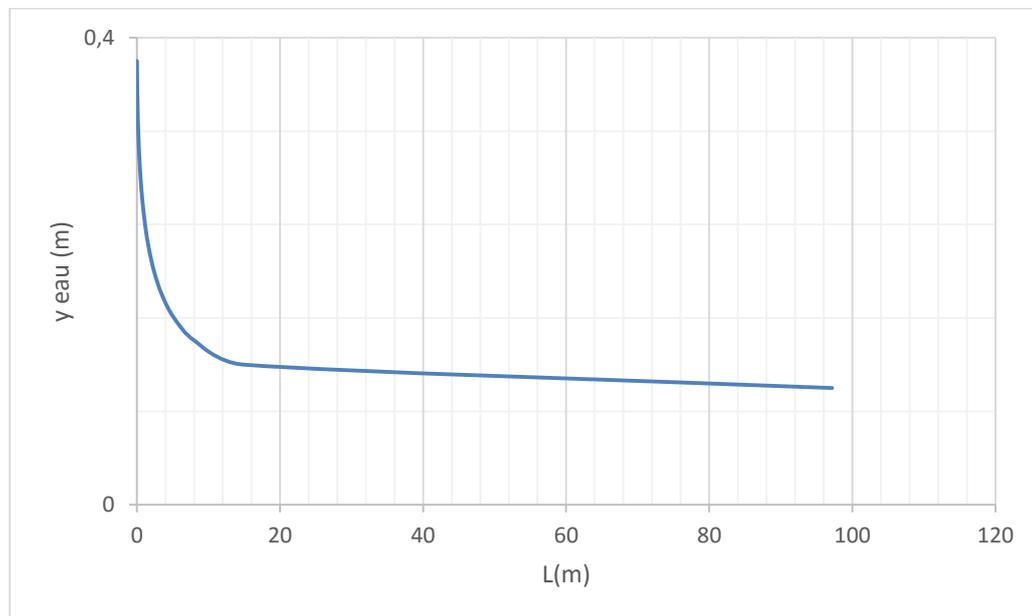
$Q$  : Débit maximum à évacuer (m<sup>3</sup>/s)

$B$  : Largeur du coursier (m)

$n$  : Coefficient de Manning pris égal à 0,013

**Tableau IV.03** la ligne d'eau de la première partie du coursier par la méthode d'intégration indirecte :

y(m)	y <sub>moy</sub> (m)	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	R <sub>moy</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	$G = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	I-G	Δx	L
0,4									
0,38	0,39	5,85	0,371	1,100	-0,100	0,0027	0,182	-0,011	0
0,36	0,37	5,55	0,353	1,288	-0,288	0,0032	0,181	-0,032	0
0,34	0,35	5,25	0,334	1,522	-0,522	0,0038	0,181	-0,058	0
0,32	0,33	4,95	0,316	1,815	-0,815	0,0046	0,180	-0,091	0
0,3	0,31	4,65	0,298	2,190	-1,190	0,0057	0,179	-0,133	0
0,28	0,29	4,35	0,279	2,675	-1,675	0,0070	0,178	-0,189	0
0,26	0,27	4,05	0,261	3,315	-2,315	0,0089	0,176	-0,263	0
0,24	0,25	3,75	0,242	4,175	-3,175	0,0115	0,173	-0,367	1
0,22	0,23	3,45	0,223	5,362	-4,362	0,0151	0,169	-0,515	1
0,2	0,21	3,15	0,204	7,045	-6,045	0,0204	0,164	-0,736	2
0,18	0,19	2,85	0,185	9,512	-8,512	0,0284	0,156	-1,090	3
0,16	0,17	2,55	0,166	13,279	-12,279	0,0409	0,144	-1,710	5
0,14	0,15	2,25	0,147	19,330	-18,330	0,0619	0,123	-2,989	8
0,12	0,13	1,95	0,128	29,695	-28,695	0,0994	0,085	-6,739	15
0,1	0,11	1,65	0,108	49,015	-48,015	0,1729	0,012	-82,247	97



**Figure IV.05** Profil de la ligne d'eau du coursier

La courbe du remous est de type S2.

➤ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées selon la relation suivante :

$$H_{baj} = H + R \quad (IV.19)$$

Avec :

$$R : \text{Revanche (m)} ; R = 0.06 + 0.05 V \times H^{1/3}$$

Selon la ligne d'eau les hauteurs des murs bajoyers varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse d'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.04** Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L(m)	H <sub>d</sub> (m)	V (m/s)	R(m)	H <sub>baj</sub> calculé (m)	H <sub>baj</sub> (m)
0	0,400	2,000	0,134	0,534	0,55
10	0,134	5,970	0,213	0,347	0,35
20	0,120	6,689	0,225	0,344	0,35
30	0,118	6,803	0,227	0,344	0,35
40	0,116	6,920	0,229	0,344	0,35
50	0,114	7,042	0,231	0,344	0,35
60	0,112	7,168	0,233	0,344	0,35
70	0,110	7,299	0,235	0,344	0,35
80	0,108	7,435	0,237	0,344	0,35
90	0,106	7,576	0,239	0,345	0,35
97	0,104	7,678	0,241	0,345	0,35

➤ **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier**

• **Aération du coursier**

Du fait de l'importance de la pente dans le coursier, on est dans des régimes d'écoulement à grandes vitesses, cela présente des risques d'érosion du fond élevés suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section  $V > V_{cr}$

$V_{cr}$  est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky

$$V_{cr} = 6.63 \sqrt{gR \cdot \cos\theta} \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \left(1 + \frac{8.71 n}{R^{1/6}}\right)} \quad (IV.20)$$

Avec :

$V_{cr}$  : Vitesse critique en (m/s)

$\theta$  : Angle d'inclinaison du radier du coursier en ( $^{\circ}$ )

R : Rayon hydraulique en (m)

n : Coefficient de rugosité pris égal à 0,013

**Tableau IV.05** Vitesses critiques pour différentes sections dans la première partie du coursier

Section	y (m)	R(m)	V (m/s)	V <sub>cr</sub> (m/s)	V <sub>cr</sub> >V
0	0,4	0,380	2,000	14,554	Vérifiée
1	0,38	0,362	2,105	14,223	Vérifiée
2	0,36	0,344	2,222	13,882	Vérifiée
3	0,34	0,325	2,353	13,530	Vérifiée
4	0,32	0,307	2,500	13,166	Vérifiée
5	0,3	0,288	2,667	12,790	Vérifiée
6	0,28	0,270	2,857	12,401	Vérifiée
7	0,26	0,251	3,077	11,996	Vérifiée
8	0,24	0,233	3,333	11,576	Vérifiée
9	0,22	0,214	3,636	11,138	Vérifiée
10	0,2	0,195	4,000	10,680	Vérifiée
11	0,18	0,176	4,444	10,200	Vérifiée
12	0,16	0,157	5,000	9,697	Vérifiée
13	0,14	0,137	5,714	9,168	Vérifiée
14	0,12	0,118	6,667	8,611	vérifiée
15	0,1	0,099	8,000	8,028	Vérifiée

### IV.3.6 BASSIN DE DISSIPATION

La vitesse de l'écoulement dans le coursier atteint des valeurs très élevées au niveau du pied du barrage, comme il est déjà mentionné dans le tableau IV.05. Cet écoulement peut endommager par son importante énergie cinétique le lit naturel de la rivière, pour cela on a recouru à concevoir un bassin de dissipation qui sert à contrôler la vitesse de l'écoulement et de dissiper une partie de cette énergie cinétique, afin d'avoir un régime fluviale à l'entrée du lit de la rivière.

#### ➤ La stabilité du ressaut :

La stabilité du ressaut se vérifie selon le nombre de Froude à l'entrée du bassin de dissipation.

**Tableau IV.06** Type du ressaut selon l'USBR

Intervalle de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1,7$	Ressaut ondulé
$1,7 \leq Fr \leq 2,5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2,5 \leq Fr \leq 4,5$	Ressaut oscillant
$4,5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr > 9$	Ressaut fort

Pour notre cas on a une vitesse de 8 m/s au pied du coursier avec une lame d'eau de 0.1 m. Le nombre de Froude est calculé comme suit :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} = \frac{8}{\sqrt{9,81 \times 0,1}} = 8,08$$

8,08 > 4,5, on est en présence d'un ressaut stable.

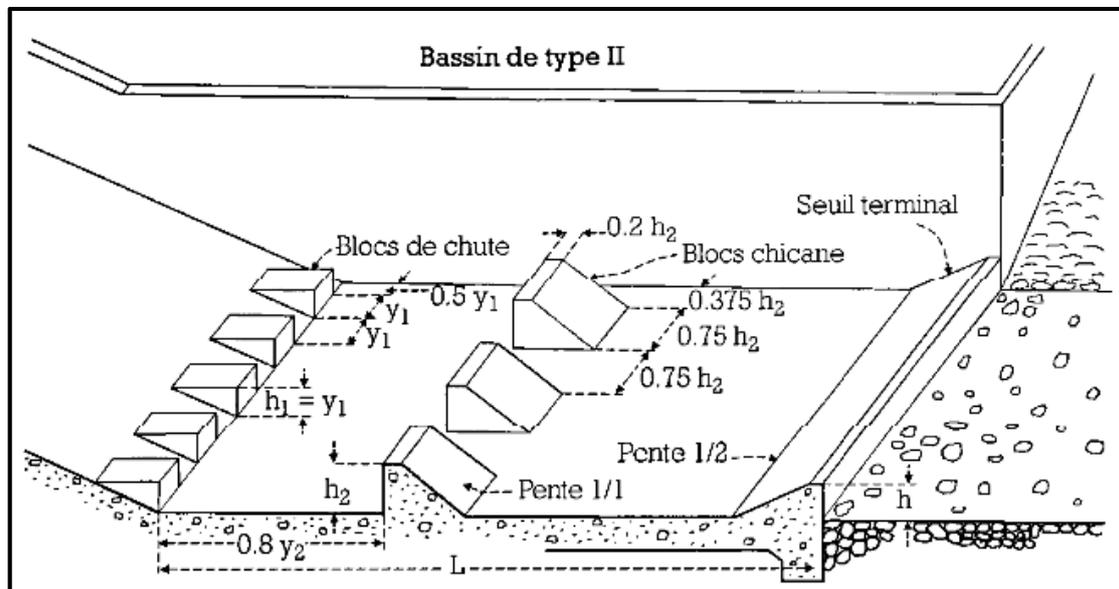
➤ **Choix du type de dissipateur :**

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin.

Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si (2,5 < Fr1 < 4,5) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si (Fr1 > 4,5) le saut est stable, alors :
  - Si (V1 < 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type II.
  - Si (V1 > 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de **type II** (V1=8 m/s ; et ; Fr1 = 8,08)



**Figure IV.06** Bassin de dissipation USBR type II

D'après les abaques (Annexe C) on a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \quad (IV.21)$$

Avec :

$h_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut égal à 0,15 m.

$h_2$  : Tirant d'eau après le ressaut

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \times 8,08^2} - 1 \right) = 10,94 \rightarrow y_2 = 1,1 \text{ m}$$

La longueur des dissipateurs ( $L_{II}$ ) :

$$L_{II} = Y_2 (1,62 + 0,1788Fr_1 + 0,007Fr_1^2) \quad (IV.22)$$

AN:  $L_{II} = 3.87$  m, on prend  $L_{II} = 4$  m.

➤ **Dimensionnement des blocs de chutes :**

On a :  $d_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 0.1$  m

Avec :

$W_1$  : L'épaisseur du bloc de chute

$S_1$  : L'espace entre deux blocs de chutes successives

$d_1$  : La hauteur du bloc de chute

Mais de raison de construction on prend  $d_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 0.3$  m

Ainsi le nombre de blocs de chute est de 25 blocs de 0,3 m d'épaisseur

$$N = b / (2 * W_1) \Leftrightarrow N = 15 / (2 * 0,3) = 25$$

➤ **Dimensionnement des blocs de chicane :**

On a :  $S_2 = W_2 = 0,75 h_3$  Avec :  $h_3 / d_1 = 1,5 \Leftrightarrow h_3 = 0,45$  m

Avec :

$W_2$  : L'épaisseur du bloc de chicane

$S_2$  : L'espace entre deux blocs de chicanes successives

$h_3$  : La hauteur du bloc de chicane

Alors  $S_2 = W_2 = 0,35$  m

Ainsi le nombre de blocs de chicane est de 15 blocs de 0,35 m d'épaisseur

$$N = b / (2 * W_2) \Leftrightarrow N = 10 / (2 * 0,35) = 15$$

➤ **Hauteur du seuil terminal**

On a  $\frac{h_4}{d_1} = 1,2 \Leftrightarrow h_4 = 0,35$  m

### IV.3.7 CANAL DE FUITE

Le canal de fuite vient suite au bassin de dissipation pour guider l'écoulement jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite proposé est de section rectangulaire de largeur 6 m, un fruit de talus  $m=2$  et une pente  $I=1\%$

➤ **Profondeur critique**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} = \sqrt[3]{\frac{12^2}{9,81 \times 15^2}} = 0,4$$
$$\sigma_{cr} = \frac{K \times m}{b} = \frac{0,4 \times 2}{15} = 0,05$$

$$h_{cr} = 0,4 \text{ m.}$$

➤ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad (\text{IV.24})$$

Avec :

$$S_{cr} : \text{Section mouillée} : S_{cr} = b \times h_{cr} ; S_{cr} = 15 \times 0,4 = 6 \text{ m}^2$$

$$R_{cr} : \text{Rayon hydraulique critique} : R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} ; R_{cr} = \frac{6}{15,8} = 0,38 \text{ m}$$

$$C_{cr} : \text{Coefficient de Chézy} : C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} ; C_{cr} = \frac{1}{0,013} \times 0,38^{1/6} = 65,47$$

Ainsi :

$$I_{cr} = 0,65\%$$

➤ **Profondeur normale**

$$Q = \frac{1}{n} S \sqrt{RI} \quad (\text{IV.25})$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{(b \times h_n)^{5/3}}{(b + 2h_n)^{2/3}} \sqrt{I}$$

Avec : n : Coefficient de Manning égal à 0,013

Par itérations successives on obtient une profondeur normale de 0.3m

$$h_n = 0,3 \text{ m}$$

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = 3,87 \text{ m/s}$$

$$V = 2,67 \text{ m}$$

## IV.4 ETUDE GENIE CIVIL

### INTRODUCTION :

L'étude génie civil de l'évacuateur de crues comme tout ouvrage en génie civil, elle se comporte sur le calcul de stabilité et le ferrailage de ses éléments, afin qu'il résiste aux différentes charges qui lui seront appliquées à savoir la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure.

L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton se compose de l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui jouent le rôle de fluidifiant retardataire de prise et accélérateurs de prise (accélération de durcissement du béton).

### IV.4.1 ETUDE DE STABILITE

Le calcul de stabilité se vise à vérifier la résistance des éléments de l'évacuateur de crues vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement. Afin de connaître les dimensions de ces éléments.

#### IV.4.1.1 Stabilité du déversoir

Pour le calcul de stabilité du déversoir on se met dans le cas le plus défavorable, là où la charge déversante est maximale  $H_d = 1.6$  m

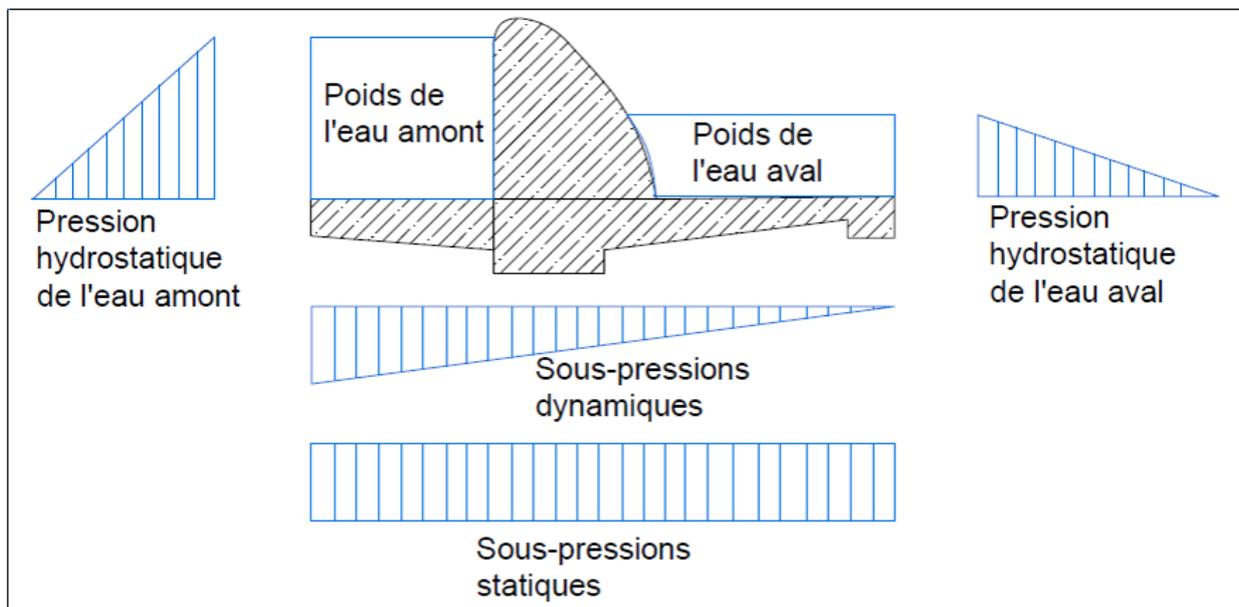


Figure V.07 Répartition des forces agissantes sur le déversoir

### ➤ Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Avant de calculer les forces qui agissent sur le déversoir, on doit dimensionner le radier de ce dernier et vérifier les infiltrations au-dessous de cet ouvrage par la méthode de Bligh.

✓ Avant radier :

- Longueur :  $L_{ar} = (0 \div 2)h_1 \Rightarrow L_{ar} = 1.79 \times h_1 \Rightarrow L_{ar} = 1.25 \text{ m}$
- Epaisseur :  $T_{ar1} = (0,4 \div 0,5)m \Rightarrow T_{ar1} = 0,4 \text{ m}$

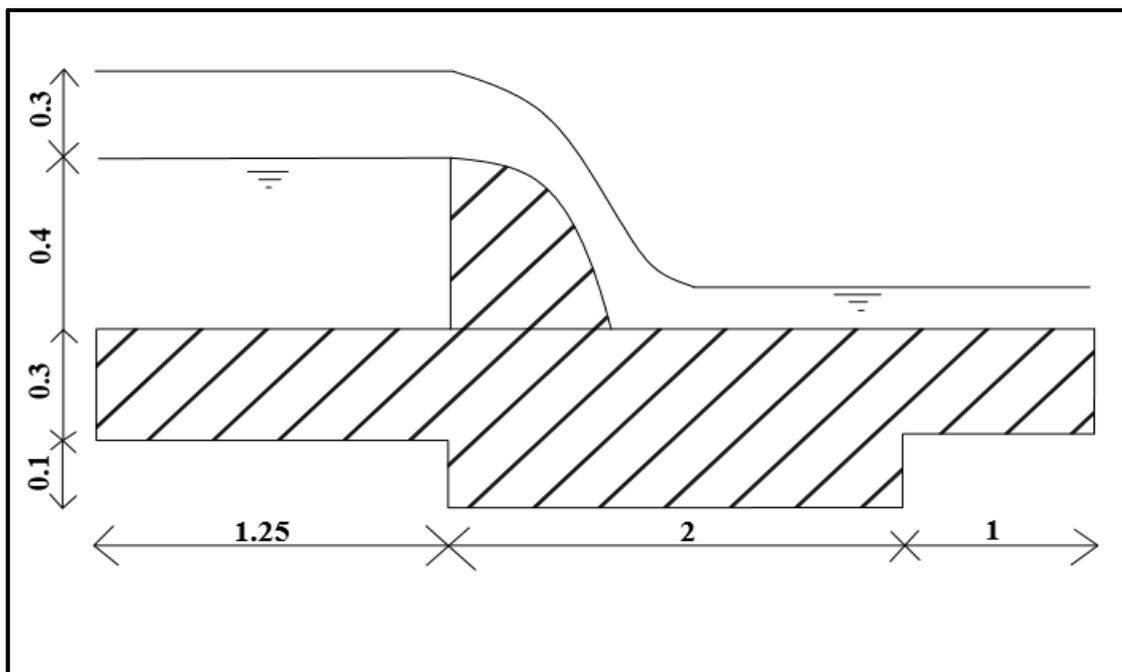
$$T_{ar2} = 0.4 \text{ m}$$

✓ Radier

- Longueur :  $L_r = (3 \div 5)h_1 \Rightarrow L_r = 3 \text{ m}$
- Epaisseur :  $T_{r1} = 0.5 \text{ m}$

$$T_{r2} = 0.4 \text{ m}$$

- Longueur de la parafouille :  $S_1 = (2 \div 7)m \Rightarrow S_1 = 2 \text{ m}$



**Figure IV.08** Schéma de pré-dimensionnement du radier du déversoir

✓ **Méthode du contour linéaire (Méthode de Bligh)**

Cette méthode de calcul considère une variation linéaire des sous-pressions, et a pour but de vérifier le pré-dimensionnement préalablement fait en comparant la longueur du contour déployé (LCD) qui doit être supérieure à la longueur du contour théorique de Bligh ( $LC_{théorique}$ ).

Avec :

$$LC_{théorique} = \Delta H \times C$$

C : Coefficient de proportionnalité dépend du type de sol égal à 2,5

$\Delta H$  : différence de charge entre l'amont et l'aval du déversoir

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 0.7 - 0.15 = 0.55 \text{ m}$$

$$LC_{théorique} = 0.55 \times 2,5 = 1.375 \text{ m} \Rightarrow LC_{théorique} = \mathbf{1.375 \text{ m}}$$

$$LCD = 0.4 + 1 + 0,1 + 2 + 0,1 + 1.25 + 0.4 = 5.25 \text{ m}$$

$$\mathbf{LCD = 5.25 \text{ m}}$$

$LCD > LC_{théorique}$ . Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs dans chaque tronçon du radier, on doit les corrigées avec les épaisseurs de Bligh en procédant comme suit :

$$h_x = \frac{\Delta H}{LCD} \times l_x \quad (\text{IV.26})$$

$$h_x = \frac{0.55}{5.25} \times l_x$$

$$t_x = n \times \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) \times h_x$$

Avec :

$t_x$  : Epaisseur de radié (m) (épaisseur de Bligh)

$\gamma_w$  : Poids spécifique de l'eau (10 kN / m<sup>3</sup>)

$\gamma_b$  : Poids spécifique du béton (24 kN / m<sup>3</sup>)

n : Coefficient de sécurité varie entre (0,85 ÷ 1,25). On prend n =1

$h_x$  : Sous-pression au point considéré du radié

**Tableau IV.07** Epaisseurs du radié selon la méthode de Bligh

Point	0	1	2	3	4	5	6	7
<b>l<sub>x</sub> (m)</b>	0	0,4	1,4	1,5	3,5	3,6	4,85	5,25
<b>h<sub>x</sub> (m)</b>	0	0,042	0,147	0,157	0,367	0,377	0,508	0,550
<b>t<sub>x</sub> (m)</b>	0	0,030	0,105	0,112	0,262	0,269	0,363	0,393
<b>t<sub>pré</sub> (m)</b>	0	0,4	0,4	0,5	0,5	0,4	0,4	0
<b>t<sub>d</sub> (m)</b>	0	0,3	0,3	0,4	0,4	0,3	0,3	0

➤ **Calcul des forces**

**a) Forces verticales**

• **Sous pressions dynamiques**

$$F_{sp}^d = \gamma_w \times S_{sp}^d \times l$$

Avec :

$S_{sp}^d$  : Epure des sous-pressions dynamiques ( $S_{sp}^d = 0.55 \times 4.25 / 2 = 1.17 \text{ m}^2$ )

$l$  : Largeur de déversoir ( $l = 1 \text{ mL}$ )

$\gamma_w$  :  $1 \text{ t} / \text{m}^3$

$$F_{sp}^d = 1.17 \text{ t}$$

• **Sous-pressions statiques**

$$F_{sp}^S = \gamma_w \times S_{sp}^S \times l$$

Avec :

$S_{sp}^S$  : Epure des sous-pressions statiques ( $S_{sp}^S = 0.15 \times 4.25 = 0.64 \text{ m}^2$ )

$l$  : Largeur de déversoir ( $l = 1 \text{ mL}$ )

$\gamma_w$  :  $1 \text{ t} / \text{m}^3$

$$F_{sp}^S = 0.64 \text{ t}$$

• **Poids de rideau**

$$P_r = \gamma_b \times S_r \times l$$

Avec :

$S_r$  : *surface su rideau.* (Section de déversoir de hauteur de pelle de 0.4 m tirée du profil Creager « Figure IV.2 »)

$$P_r = 2,4 \times 0.14 \times 1$$

$$P_r = 0.34 \text{ t}$$

• **Poids de la semelle**

$$P_s = \gamma_b \times S_s \times l$$

Avec :

$S_s$  : *surface de la semelle.*

$$P_s = 2.4 \times 1.48 \times 1$$

$$P_s = 3.54 \text{ t}$$

- **Poids de l'eau amont**

$$P_w^a = \gamma_w \times S_w \times l$$

$S_w$  : surface de l'eau en amont du déversoir. ( $S_w = L_{ar} \times h_1 = 1.25 \times 0.7$ )

$$P_w^a = 1 \times 0.88 \times l$$

$$\mathbf{P_w = 0.88 t}$$

- **Poids de l'eau en aval**

$$P_w^{av} = \gamma_w \times S_w^{av} \times l$$

$$P_w^{av} = 1 \times 0.36 \times l$$

Avec :

$S_w^{av}$  : surface de l'eau en aval du déversoir.

$$(S_w^{av} = (L_r - L_{déversoir}) \times y_1 = (3 - 0.6) \times 0.15)$$

$$\mathbf{P_w^{av} = 0.36 t}$$

### b) Forces horizontales

- **Poussée de l'eau amont**

$$F_w = \gamma_w \times S_w \times l$$

$$F_w = 1 \times 0.44 \times l$$

Avec :

$S_w$  Epure de pression hydrostatique en amont.

$$\mathbf{F_w = 0.44 t}$$

- **Poussée de l'eau aval**

$$F'_w = \gamma_w \times S'_w \times l$$

$$F'_w = 1 \times 0.18 \times l = 0.18$$

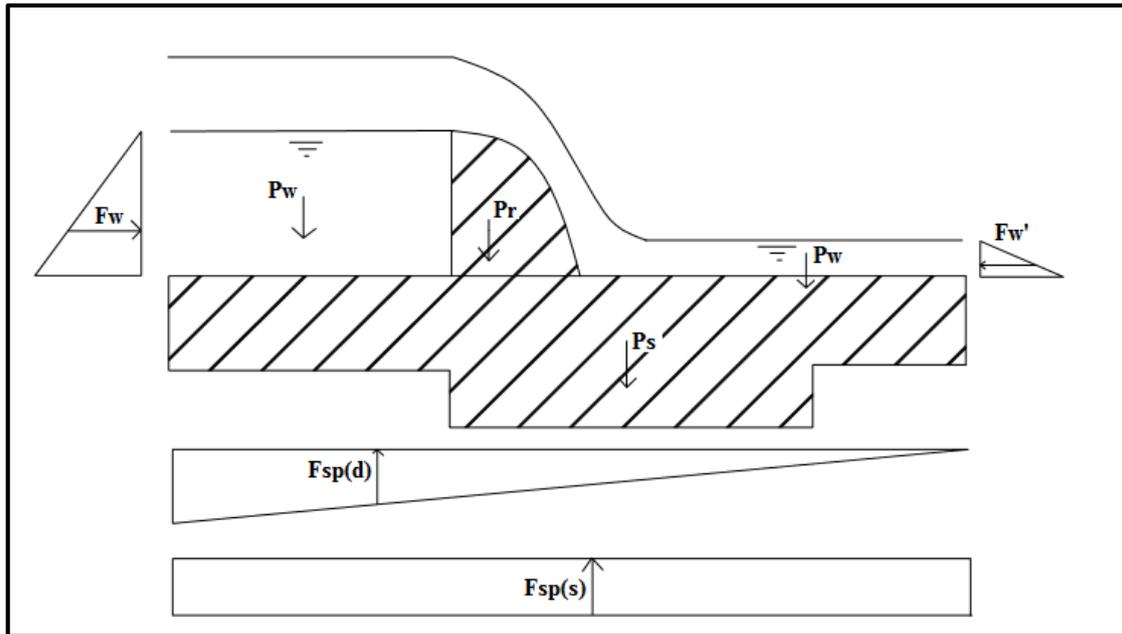
Avec :

$S'_w$  Epure de pression hydrostatique en aval.

$$\mathbf{F'_w = 0.18 t}$$

### ➤ Stabilité au renversement

La stabilité au renversement consiste à vérifier l'aptitude de l'ouvrage à ne pas pivoter sous l'effet des différentes charges horizontales et verticales autour de l'axe A.



**Figure IV.09** Représentation des points d'application des forces suivant le repère (XOY)

Pour que la stabilité au renversement soit vérifiée, on doit satisfaire la condition suivante :

$\frac{M_s}{M_r} > (1 \div 3)$  : Les moments des forces stabilisatrices doit être supérieur au moment des forces déstabilisatrices.

$$M_{S/A} = P_r \times 2.8 + P_s \times 2.125 + P_w^a \times 3.625 + P_w^{av} \times 1.2 + F'_w \times 0.35 = 12.16 \text{ t.m}$$

$$M_{r/A} = F_{sp}^d \times 2.83 + F_{sp}^s \times 2.125 + F_w \times 0.57 = 4.92 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 2.5 \Leftrightarrow \text{La condition de stabilité au renversement est vérifiée.}$$

### ➤ Stabilité au glissement

On doit ainsi vérifier que notre ouvrage ne subit pas des glissements et résiste face aux forces qui lui seront appliquées. Et pour cela on doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\tan\theta \cdot \sum \text{Forces verticales} + C \cdot S}{\sum \text{Forces horizontales}} \geq 1,2 \Leftrightarrow \frac{\tan\theta \cdot \sum F_v + C \cdot S}{\sum F_h} \geq 1,2$$

Avec :

$\theta$  : Angle de frottement ( $\theta = 30^\circ$ )

C : Cohésion ( $C = 50 \text{ kN} / \text{m}^2$ )

S : la largeur du radier \* 1 m unitaire de longueur =  $0.6 \text{ m}^2$ .

$\sum F_v$  : Somme des forces verticales ( $\sum F_v = 33.1 \text{ kN}$ )

$\sum F_h$  : Somme des forces horizontales ( $\sum F_h = 2.6 \text{ kN}$ )

$$\frac{\tan 30 \times 33.1 + 50 \times 0.6}{2.6} = \mathbf{18.89} > \mathbf{1,2}$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

### ➤ Stabilité au poinçonnement

Un ouvrage est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de ce dernier est inférieure à la contrainte du sol ( $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar}$ ).

Contrainte maximales et minimales du radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$N = \sum F_v$  : Somme des forces verticales  $\Leftrightarrow N = 3.31 \text{ t}$

$M_G$  : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier.

$\beta$  : Longueur du radier ( $\beta = 4.25 \text{ m}$ )

$$M_G = P_r \times 0,675 + P_w^a \times 1,5 + F'_w \times 0,25 - P_w^{av} \times 0,925 - F_{sp}^d \times 0,7 - F_w \times 0,33$$

$$M_G = 0,2973 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = 0,09 \text{ bar}$$

Et  $\Leftrightarrow$  contraintes transmise par le radier sont inférieures à celle du sol.

$$\sigma_2 = 0,06 \text{ bar}$$

La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

**N.B** : Puisque la stabilité du déversoir est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

### IV.4.1.2 Stabilité des murs bajoyers

#### ➤ Pré-dimensionnement des murs bajoyers

$$H_{\text{mur}} = 0,55 \text{ m}$$

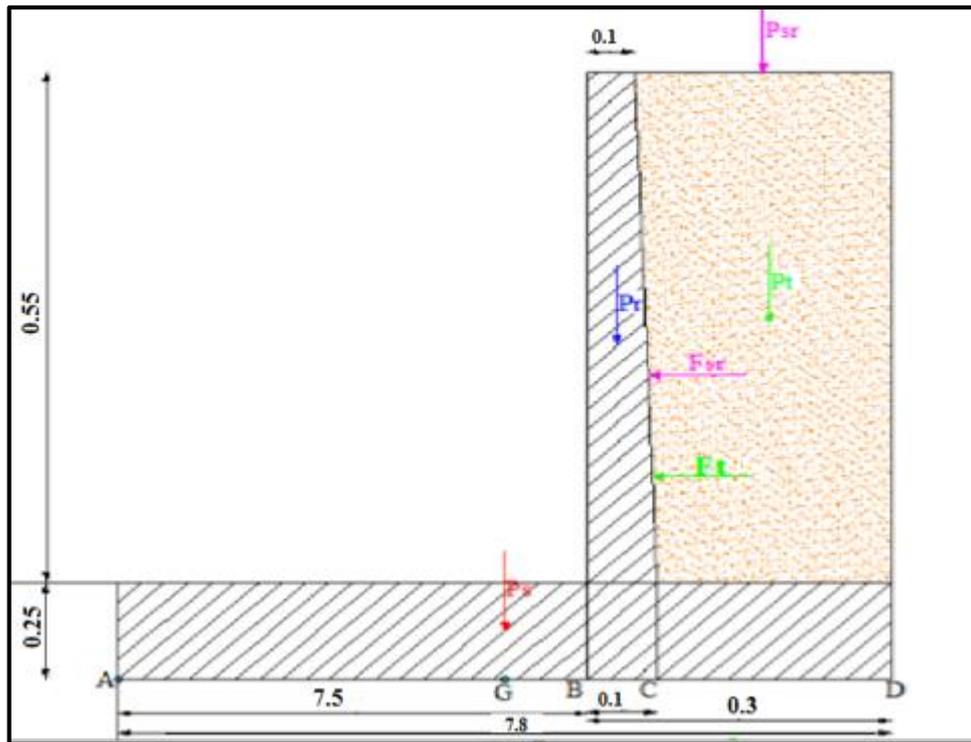
$$B_1(\text{semelle arri\`ere}) = \frac{H}{3} = 0,2 \text{ m}$$

$$B_2(\text{semelle avant}) = \frac{B_{\text{coursier}}}{2} = 7,5 \text{ m}$$

Les épaisseurs des murs :

$$e_1 = \frac{H}{10} = 0,05 \text{ m}, \text{ on prend } e_1 = 10 \text{ cm}$$

$$e_2 = 10 \text{ \AA } 30 = 10 \text{ cm}$$



**Figure IV.10** Les forces agissantes sur le mur des bajoyers.

➤ **Calcul des forces**

✓ **Forces verticales**

- Poids de rideau :  $P_r = \gamma_b \times S_r \times l \Rightarrow P_r = 2,4 \times 0,055 \times 1 \Rightarrow P_{ra} = 0,132 \text{ t}$
- Poids de la semelle :  $P_s = \gamma_b \times S_s \times l \Rightarrow P_s = 2,4 \times 1,95 \times 1 \Rightarrow P_s = 4,58 \text{ t}$
- Poids des terres sur la semelle :  $P_t = \gamma_s \times S_t \times l \Rightarrow P_t = 1,25 \times 0,11 \times 1$   
 $\Rightarrow P_t = 0,11 \text{ t}$
- Poids des surcharges :  $P_{sr} = S_r \times l \Rightarrow P_{sr} = 1 \times 0,2 \times 1 \Rightarrow P_{sr} = 0,2 \text{ t}$   
 Avec :  $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

✓ **Forces horizontales**

- Poussée des terres :  $F_t = A_p \times \gamma_t \times H^2/2 \times l \Rightarrow F_t = 0,333 \times 1,25 \times 0,8^2/2 \times 1$   
 $\Rightarrow F_t = 0,133 \text{ t}$

Avec :  $A_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$  et ( $\varphi = 30^\circ$ ).

$$H = 0,55 + 0,25 = 0,8 \text{ m}$$

- Poussée des surcharges :  $F_{sr} = A_p \times S_r \times H \Rightarrow F_{sr} = 0,333 \times 1,1 \times 0,8$   
 $\Rightarrow F_{sr} = 0,293 \text{ t}$   
 Avec :  $S_r = 1,1 \text{ t/m}^2$

Nous allons faire le calcul pour le cas e plus défavorable, c'est à dire canal vide.

➤ **Stabilité au renversement**

$$M_s = P_r \times 7.55 + P_s \times 3.9 + P_t \times 7.7 + P_{sr} \times 7.7 = 21.25 \text{ t.m}$$
$$M_r = F_t \times 0.27 + F_{sr} \times 0.4 = 0.153 \text{ t.m}$$

$M_s \gg M_r \Rightarrow$  La stabilité au renversement est vérifiée.

➤ **Stabilité au glissement**

$$\sum F_h = 0.426 \text{ t} ; \sum F_v = 5.022 \text{ t}$$

$$\frac{\tan\theta \cdot \sum \text{Forces verticales} + C.S}{\sum \text{Forces horizontales}} \geq 1,2 \Leftrightarrow \frac{\tan\theta \cdot \sum F_v + C.S}{\sum F_h} \geq 1,2$$

$$\frac{\tan 30 \times 50.22 + 50 \times 15.6}{4.26} > 1,2$$

D'où la vérification de la stabilité face au glissement.

➤ **Stabilité au poinçonnement**

Contrainte maximales et minimales du radié :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$N = \sum F_v$  : Somme des forces verticales  $\Rightarrow N = 5.022 \text{ t}$

$M_G$  : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.

$\beta$  : Longueur du radié de déversoir ( $\beta = 7,8 \text{ m}$ )

$$M_G = P_r \times 3.55 + P_t \times 3.7 + P_{sr} \times 3.7 - F_t \times 0.14 - F_{sr} \times 0.275$$

$$M_G = 1.68 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = 0.08 \text{ bar}$$

Et  $\Rightarrow$  contraintes transmises par le radié sont inférieures à celle du sol.

$$\sigma_2 = 0.05 \text{ bar}$$

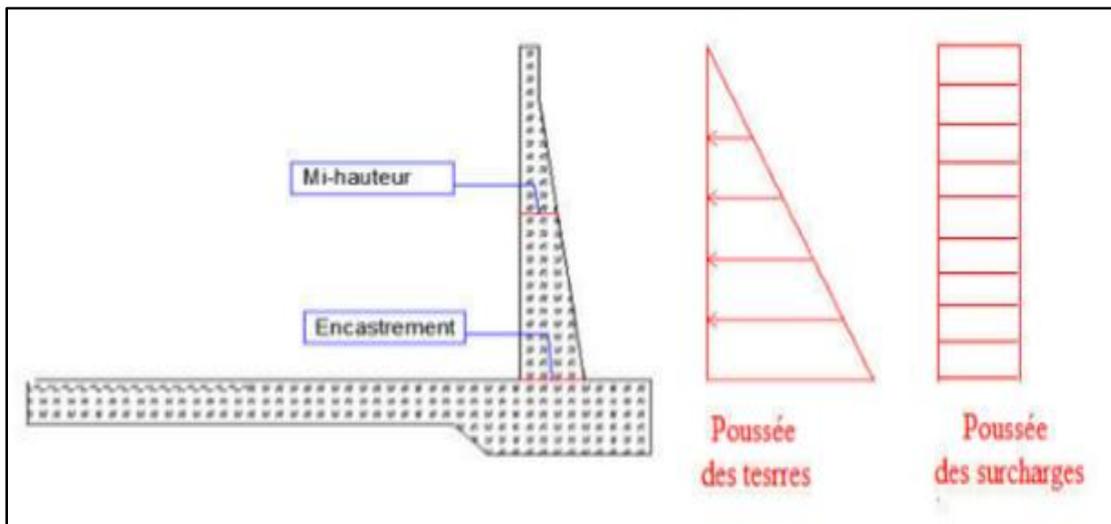
La stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

**N.B** : Puisque la stabilité du mur de bajoyers est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

## IV.4.2 FERRAILLAGE

### IV.4.2.1 Ferrailage du rideau de coursier

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle (ou comme un mur de soutènement), sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.



**Figure IV.11** Forces déterminantes pour le calcul du ferrailage du rideau de coursier

#### A- Calcul des moments

Le calcul des aciers pour le ferrailage de rideau se fait à l'encastrement et à la mi-hauteur.

##### • A l'encastrement :

- Poussée des terres :  $F_t = 1,35 \times A \times \gamma_t \times \frac{h^2}{2} = 1,35 \times 0,333 \times 1,25 \times \frac{0,55^2}{2}$   
 **$F_t = 0.08 \text{ t.m}$**

- Poussée des surcharges :  $F_{sr} = 1,5 \times A \times S \times h = 1,5 \times 0,333 \times 1 \times 0,55$   
 **$F_{sr} = 0.27 \text{ t.m}$**

(1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

Le moment à l'encastrement :  $M_e = M_t + M_{sr}$

$$M_e = F_t \times \frac{h}{3} + F_{sr} \times \frac{h}{2}$$

$$M_e = 0.09 \text{ t.m}$$

- **A mi-hauteur :**

- Poussée des terres :  $F_t = 1,35 \times A \times \gamma_t \times \frac{(\frac{h}{2})^2}{2} = 1,35 \times 0,333 \times 1,25 \times \frac{(\frac{0,55}{2})^2}{2}$

$$F_t = 0.02 \text{ t.m}$$

- Poussée des surcharges :  $F_{sr} = 1,5 \times A \times S \times \frac{h}{2} = 1,5 \times 0,333 \times 1 \times \frac{0,55}{2}$

$$F_{sr} = 0.14 \text{ t.m}$$

(1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

Le moment à l'encastrement :  $M_e = M_t + M_{sr}$

$$M_e = F_t \times \frac{h}{6} + F_{sr} \times \frac{h}{4}$$

$$M_e = 0.02 \text{ t.m}$$

## B- Calcul des aciers

Selon le diagramme dans l'annexe C, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \quad (\text{V.28})$$

Avec :

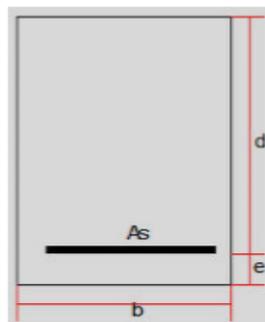
$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression du béton ( $\sigma_{bc} = 142 \text{ bar}$ )

$b$  : Largeur de la section à ferrailer ( $b = 100 \text{ cm}$ )

$d$  : Hauteur de la section à ferrailer ( $d = 7 \text{ cm}$ )

$e$  : Enrobage  $e = 3 \text{ cm}$

$A_s$  : Section des aciers ( $\text{cm}^2$ )



- **A l'encastrement :**

$$\mu = \frac{0.09 \times 10^5}{142 \times 100 \times 7^2}$$

$$\mu = 0.013$$

✓ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0,8\alpha_l - 0,32\alpha_l^2 \quad (\text{V.10})$$

Avec :

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3,5+1000\varepsilon_l} \quad (\text{V.11})$$

$$\varepsilon_l = \frac{fe}{\gamma_s \cdot E_s} \quad (\text{V.12})$$

$E_s = 2.10^6$  bar (élasticité du béton),

On choisit des aciers de nuance **FeE 400**, donc :  $f_e = 4000$  bar,

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour les aciers = 1,15.

Donc :  $\mu_l = 0,8 \cdot 0,668 - 0,32 \cdot 0,668^2 = 0.392$

On a  $\mu < \mu_l \Rightarrow$  On n'a pas d'acier comprimé.  $\Rightarrow A_s' = 0 \text{ cm}^2$

Et on a  $\mu < 0,186$  on est dans le pivot A

✓ Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot \sigma_s} \quad (\text{V.13})$$

Avec :  $\beta = d(1 - 0,4\alpha)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\sigma_s = fe/\gamma_s ; (fe = 4000 \text{ bar}, \gamma_s = 1,15)$$

$$A_s = \frac{0,09 \times 10^5}{6,95 \times 3478,86}$$

$$A_s = 0.4 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0,5}{100}\right) \times 100 \times 10$$

$$A_{s_{min}} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 5 \text{ cm}^2$$

#### IV.4.2.2 Ferrailage de la semelle du coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids du radier, ainsi qu'à son poids propre et équilibrée par la réaction du sol.

Nous divisons la semelle en deux parties QP et NM des consoles encastrent respectivement aux points P et N.

- **Contrainte de la semelle**

$$\sigma_{se} = \frac{1,35.P_{se}}{100.B} \quad (\text{V.16})$$

Avec : B : la longueur de la base de la semelle en cm.

$$P_{se} = \gamma_b \times 7,8 \times 0,25 \times 1 = 4.875 \text{ t}$$

$$\sigma_{se} = \frac{1,35.4,875.10^3}{100.780} = 0.08 \text{ kg/cm}^2$$

- **Contrainte de rideau, des terres et des surcharges**

$$\sigma_{r,t,sur} = \frac{1,35(P_r+P_t)+1,5P_{sur}}{100.B_1} \quad (\text{V.17})$$

$$\sigma_{r,t,sur} = \frac{(1,35(2,5.0,1.0,55.1 + 1,25.0,2.0,55.1) + 1,5(1.0,2.1)). 10^3}{100.30}$$

$$\sigma_{r,t,sur} = 0.224 \text{ kg/cm}^2$$

- **Contraintes de sol**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35(P_t+P_r+P_{sur})+1,5P_{se}}{100B} \pm \frac{6M_G}{100B^2} \quad (\text{V.18})$$

Avec :

$M_G$  : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération) ; G : centre de la partie inférieure de la semelle.

$$M_G = 1,35(P_r \cdot 3,65 + P_t \cdot 3,8 - F_t \cdot 0,27) + 1,5(P_{sur} \cdot 3,8 - F_{sur} \cdot 0,4)$$

$$M_G = 1.96 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{(1,35(0,1375 + 0,1375 + 0,2) + 1,5.4,875)10^3}{100.780} \pm \frac{6.1,96.10^5}{100.780^2}$$

Alors :

$$\sigma_1 = 0.12 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 0.08 \text{ kg/cm}^2$$

D'après le diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer on aura :

- au point A :  $\sigma_A = 0 \text{ kg/cm}^2$
- au point B :  $\sigma_B = -0,038 \text{ kg/cm}^2$  (le signe - signifie la direction vers le haut)
- au point C :  $\sigma_C = 0,1853 \text{ kg/cm}^2$
- au point D :  $\sigma_D = 0,184 \text{ kg/cm}^2$

• **Partie AB :**

Le consol AB ferrailé avec le moment  $M_B$  en flexion simple. Moment à l'encastrement :

$$M_B = S_\sigma \cdot x_{G1} \cdot 1ml$$

$$M_B = 0,1425 \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,356 \text{ t.m}$$

Avec :  $S_\sigma$ : l'aire du diagramme résultant

Section à l'encastrement : -  $b = 100 \text{ cm}$ .

$$- e = 3 \text{ cm},$$

$$- d = h - e = 25 - 3 = 22 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,356 \cdot 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 22^2} = 0,0052$$

On a  $\mu < \mu_l \Rightarrow$  On n'a pas d'acier comprimé.  $\Rightarrow A_s' = 0 \text{ cm}^2$

Et on a  $\mu < 0,186$  on est dans le pivot A

✓ Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot \sigma_s} \quad (\text{V.13})$$

Avec :  $\beta = d(1 - 0,4\alpha)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\sigma_s = fe/\gamma_s ; (fe = 4000 \text{ bar}, \gamma_s = 1,15)$$

$$A_s = \frac{0,356 \times 10^5}{21,94 \times 3478,86}$$

$$A_s = 0,47 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0,5}{100}\right) \times 100 \times 25$$

$$A_{s_{min}} = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = \mathbf{12,5 \text{ cm}^2}$$

- **Partie CD :**

Le consol CD ferrailé avec le moment  $M_c$  en flexion simple. Moment à l'encastrement :

$$M_C = S_\sigma \cdot x_{G2} \cdot 1ml$$

$$M_C = 0,037 \cdot 0,2 \cdot 1 = 0,0074 \text{ t.m}$$

Avec :  $S_\sigma$  : l'aire du diagramme résultant

Section à l'encastrement : - b = 100 cm.

$$- e = 3 \text{ cm,}$$

$$- d = h - e = 25 - 3 = 22 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,0074 \cdot 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 22^2} = 0,0001$$

On a  $\mu < \mu_l \Rightarrow$  On n'a pas d'acier comprimé.  $\Rightarrow A_s' = \mathbf{0 \text{ cm}^2}$

Et on a  $\mu < \mathbf{0,186}$  on est dans le pivot A

✓ Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot \sigma_s} \quad (\text{V.13})$$

Avec :  $\beta = d(1 - 0,4\alpha)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\sigma_s = fe/\gamma_s ; (fe = 4000 \text{ bar}, \gamma_s = 1,15)$$

$$A_s = \frac{0,0074 \times 10^5}{22 \times 3478,86}$$

$$A_s = \mathbf{0,01 \text{ cm}^2}$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = \left(\frac{0,5}{100}\right) \times 100 \times 25$$

$$A_{s_{\min}} = \mathbf{12,5 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = \mathbf{12,5 \text{ cm}^2}$$

Vous trouverez dans la planche N° 05 le schéma de ferrailage de la semelle

- **Choix des aciers**

Le choix des aciers pour chaque section calculée du rideau et radier

**Tableau IV.08** : Récapitulative des valeurs aux différents aciers du rideau et radier

Acier	Aire (cm <sup>2</sup> )	Rideau				Semelle			
		Encastrement		Mi-hauteur		Partie AB		Partie CD	
		n	esp (cm)	n	esp (cm)	n	esp (cm)	n	esp (cm)
Φ <sub>30</sub>	7,07	-	-	-	-	2	50	2	50
Φ <sub>24</sub>	4,52	-	-	-	-	3	33,33	3	33,33
Φ <sub>20</sub>	3,14	2	40	-	-	4	25	4	25
Φ <sub>16</sub>	2,01	3	33,33	-	-	7	14,29	7	14,29
Φ <sub>14</sub>	1,54	4	25	-	-	9	11,11	9	11,11
Φ <sub>12</sub>	1,13	5	20	-	-	12	8,33	12	8,33
Φ <sub>10</sub>	0,78	7	14,29	-	-	-	-	-	-
Φ <sub>8</sub>	0,50	10	10	-	-	-	-	-	-

**Remarque :**

La réalisation du coursier et du chenal d'écoulement se fait par bloc de 10 m, les radiers des murs bajoyers sont liés entre eux pas des joints (water stop).

Pour le ferrailage du rideau à la mi-hauteur on opte à prolonger le ferrailage obtenu à l'encastrement, car la section à ferrailer à la mi-hauteur n'est pas significative.

**IV.4.2.3 Ferrailage du radier du déversoir**

**a) Calcul des forces**

**Forces verticales**

- Poids du rideau :  $P_r = \gamma_b \times S_r \times l = 0,34 t$
- Poids de la semelle :  $P_s = \gamma_b \times S_s \times l = 3,54 t$
- Poids de l'eau amont :  $P_w^a = \gamma_w \times S_w \times l = 0,875 t$
- Poids de l'eau aval :  $P_w^{av} = \gamma_w \times S_w^{av} \times l = 0,36 t$

**Forces horizontales**

- Poussée de l'eau amont :  $F_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h_{am}^2 \times l = 0,245 t$
- Poussée de l'eau aval :  $F'_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h_{av}^2 \times l = 0,01 t$

**b) Calcul des contraintes**

- **Contraintes des forces verticales :**

$$\sigma_{se} = \frac{1,35 \times P_s}{100 \times AD} = \frac{1,35 \times 3,54 \times 1000}{100 \times 425} = 0,112 \text{ bar}$$

$$\sigma_{r,w} = \frac{1,35 \times (P_r + P_w)}{100 \times AC} = \frac{1,35 \times (0,34 + 0,88) \times 1000}{100 \times 185} = 0,089 \text{ bar}$$

$$\sigma_{w'} = \frac{1,35 P'_{w'}}{100 \times CD} = \frac{1,35 \times 0,18 \times 1000}{100 \times 240} = 0,01 \text{ bar}$$

• **Contraintes du sol**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} ; \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$N = 1,35(P_r + P_w^a + P_w^{av} + P_{se}) = 6,9 \text{ t}$$

$M_G$  : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.

$\beta$  : Longueur du radié de déversoir ( $\beta = 4,25 \text{ m}$ )

$$M_G = 1,35(P_r \times 0,675 + P_w^a \times 1,5 - P_w^{av} \times 0,925 + F'_w \times 0,45 - F_w \times 0,53)$$

$$M_G = 1,47 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = 0,113 \text{ bar} ; \sigma_2 = 0,201 \text{ bar}$$

- Au point A :  $\sigma_A = \sigma_{se} + \sigma_{r,w} - \sigma_2 = 0,112 + 0,089 - 0,201 = 0 \text{ bar}$
- Au point B :  $\sigma_B = \sigma_{se} + \sigma_{r,w} - \sigma'_B = 0,112 + 0,089 - 0,182 = 0,019 \text{ bar}$
- Au point C :  $\sigma_C = \sigma_{se} + \sigma_{w'} - \sigma'_C = 0,112 + 0,01 - 0,055 = 0,067 \text{ bar}$
- Au point D :  $\sigma_D = \sigma_{se} + \sigma_{w'} - \sigma_1 = 0,112 + 0,01 - 0,113 = 0 \text{ bar}$

• **Partie CD :**

$$M_C = \frac{1}{2} \times \sigma_C \times CD \times l \times \frac{CD}{3}$$

$$M_C = 0,064 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_C}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,064 \times 10^5}{142 \times 100 \times 37^2} = 0,0003$$

• **Partie AB :**

$$M_B = \frac{1}{2} \times \sigma_B \times AB \times l \times \frac{AB}{3}$$

$$M_B = 0,017 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{M_B}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,017 \times 10^5}{142 \times 100 \times 37^2} = 9,10^{-5}$$

On a  $\mu < \mu_l \Rightarrow$  On n'a pas d'acier comprimé.  $\Rightarrow A_s' = 0 \text{ cm}^2$

Et on a  $\mu < 0,186$  on est dans le pivot A

✓ **Section d'aciers :**

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot \sigma_s} \quad (\text{V.13})$$

Avec :  $\beta = d(1 - 0,4\alpha)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\sigma_s = fe/\gamma_s ; (fe = 4000 \text{ bar}, \gamma_s = 1,15)$$

$$A_s = \frac{0,0003 \times 10^5}{37 \times 3478,86}$$

$$A_s = 0,002 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{min}} = \left(\frac{0,5}{100}\right) \times 100 \times 40$$

$$A_{s_{min}} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{min}}) = 20 \text{ cm}^2$$

De même pour la partie **AB** : la section de ferrailage sera 0,5% de la section du béton.

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{min}}) = 20 \text{ cm}^2$$

• **Choix des aciers :**

Le choix des aciers pour chaque section calculée du radier du déversoir :

**Tableau IV.09** Récapitulative des valeurs aux différents aciers du déversoir

Acier	Aire (cm <sup>2</sup> )	Semelle			
		Partie CD		Partie AB	
		n	esp (cm)	n	esp (cm)
Φ <sub>30</sub>	7,07	3	33,33	3	33,33
Φ <sub>24</sub>	4,52	5	20	5	20
Φ <sub>20</sub>	3,14	7	14,29	7	14,29
Φ <sub>16</sub>	2,01	10	10	10	10
Φ <sub>14</sub>	1,54	13	7,69	13	7,69
Φ <sub>12</sub>	1,13	18	5,56	18	5,56
Φ <sub>10</sub>	0,78	26	3,85	26	3,85
Φ <sub>8</sub>	0,50	-	-	-	-

**CONCLUSION :**

Le calcul de stabilité et de ferrailage du coursier et du déversoir a été fait en considérant les cas les plus défavorables auxquelles ces éléments sont exposés, dont on constate que ces derniers sont stables face aux différentes charges existantes. Le schéma du ferrailage est illustré dans la planche N°5.

# CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU  
TOUR DE PRISE ET ETUDE  
DE LA DERIVATION  
PROVISOIRE, BATARDEAU  
ET LA VIDANGE DU FOND

## INTRODUCTION :

La prise d'eau, la dérivation provisoire, le batardeau et l'ouvrage de vidange sont des annexes indispensables dans la construction d'un barrage, dans ce chapitre on va entamer l'étude et le dimensionnement de ces ouvrages.

### V.1 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU

Les conduites de prise d'eau a pour but de prélever le débit destiné à l'irrigation des terrains agricoles et à l'alimentation d'eau potable située à l'aval de notre barrage.

Les diamètres des conduites de la prise d'eau sont en fonction du volume de la tranche.

Dans notre cas, on a divisé le volume utile à trois tranches ; la première tranche (la tranche supérieure), a un volume de 30,42 Mm<sup>3</sup>, la deuxième a un volume de 26 Mm<sup>3</sup> et la tranche inférieure a 20 Mm<sup>3</sup>.

On a proposé celle solution pour qu'on peut capter les eaux superficielles qui ont une teneur faible en sédimentation et on les destine vers l'AEP.

#### V.1.1 DETERMINATION DES DIAMETRES DE LA PRISE D'EAU

- **La première tranche :**

$$V = 30,42 \text{ Mm}^3$$

Ainsi le débit est :

$$Q = \frac{V_{max}}{T} \quad (\text{V.01})$$

Avec : T c'est le temps de prise, il est de 20 heures/jour en un mois.

$$Q = \frac{30,42 \times 10^6}{20 \times 30 \times 3600} = 14,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu \cdot S \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (\text{V.02})$$

Avec :  $\mu$  : coefficient de débit pris égal à 0,3 pour la fonte.

H : Charge correspondante à la prise d'eau la plus basse est de 18 m.

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2 \cdot g \cdot H}} \Rightarrow S = \frac{14,08}{0,3 \sqrt{2 \times 9,81 \times 18}} = 2,5 \text{ m}^2$$

Ainsi le diamètre de la prise d'eau de la première tranche est :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 2,5}{\pi}} = 1,78 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de la fonte proche à la valeur obtenue, qui est de 1800 mm

(Pour les diamètres normalisés voir annexe C).

Pour les deux autres tranches, on fait les mêmes calculs, et on trouve :

• **La deuxième tranche :**

$$V = 26 \text{ Mm}^3$$

$$Q = \frac{26 \cdot 10^6}{20 \times 30 \times 3600} = 12,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2 \cdot g \cdot H}} \Leftrightarrow S = \frac{12,04}{0,3 \sqrt{2} \times 9,81 \times 17} = 2,2 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 2,2}{\pi}} = 1,67 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de la fonte proche à la valeur obtenue, qui est de 1800 mm

• **La troisième tranche :**

$$V = 20 \text{ Mm}^3$$

$$Q = \frac{20 \cdot 10^6}{20 \times 30 \times 3600} = 9,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2 \cdot g \cdot H}} \Leftrightarrow S = \frac{9,26}{0,3 \sqrt{2} \times 9,81 \times 17} = 1,69 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 1,69}{\pi}} = 1,47 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de la fonte proche à la valeur obtenue, qui est de 1500 mm

### V.1.2 CALCUL DE LA VITESSE D'EAU DANS LA CONDUITE DE LA PRISE D'EAU

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} \tag{V.03}$$

Les résultats de chaque tranche sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.01** les vitesses des conduites de la prise d'eau

N° de la tranche	$Q_{max}$ (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	$V_{con}$ (m/s)
1	14,08	2,54	5,54
2	12,04	2,54	4,74
3	9,26	1,77	5,23

## V.2 ETUDE DE L'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE

### V.2.1 types d'ouvrages de dérivation provisoire

- **Galerie de dérivation**

Cet ouvrage est réservé aux **vallées rocheuses étroites**. Il permet d'éviter l'interférence entre les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation**

La conduite de dérivation sous le remblai est recommandée dans le cas où la roche de la galerie est de mauvaise qualité. Cependant, plusieurs problèmes techniques peuvent apparaître, essentiellement, au contact entre le béton et les fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages réside dans l'aspect économique, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- **Canal de dérivation**

Cet ouvrage est, le plus souvent, adopté dans les vallées larges où les débits à évacuer (de façon économique) par rapport aux galeries ou aux conduites qui sont importants.

Pour le barrage de Draa Diss il est prévu de réaliser une galerie de dérivation.

### V.2.2 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT

Pour le choix de la crue du chantier, il n'existe pas vraiment une loi ou bien une règle exacte ou plus au moins approchée pour déterminer la crue de dimensionnement de la dérivation provisoire. On admet que le choix de cette crue dépend du degré de risque à l'aval en cas de dépassement de cette dernière et les dégâts qui peuvent être engendrés par la crue au cours de la réalisation, aussi du coût de l'ouvrage de dérivation et la durée d'exécution de l'aménagement.

Selon l'historique des barrages déjà réalisés, la dérivation provisoire se dimensionne par des crues décennale ou vingtennale pour les barrages en béton, et cinquentennale à centennale

pour les barrages en terre. En Algérie le dimensionnement se fait souvent pour la crue décennale ou vingtennale.

Pour notre aménagement, on opte pour une période de retour de 20 ans pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de ce barrage.

## V.2.3 DIMENSIONNEMENT DU CANAL DE DERIVATION

### V.2.3.1 DETERMINATION DE LA LARGEUR DU CANAL

La largeur du canal est définie à partir de la profondeur d'eau à l'aval, de la pente naturelle du cours d'eau exprimés par la formule de CHEZY.

$$Q = S \cdot C \sqrt{RI} \quad (V.4)$$

Avec :

Q : Débit de crue du chantier égale à 71,08 m<sup>3</sup>/s

S : Section de la galerie en (m<sup>2</sup>) ;  $S = (b + mh)h$

m : Fruit de talus égal à 2

h : Profondeur du canal égale à 2 m

C : Coefficient de CHEZY égal à  $\frac{1}{n} R^{1/6}$

R : Rayon hydraulique en (m) égal à  $\frac{S}{P}$

I : Pente du cours d'eau ; I= 0,023

P : Périmètre mouillé en (m) ;  $P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$

n : Rugosité du cours d'eau prise égale à 0,05 (cours d'eau avec des méandres et végétation).

Ainsi la relation du débit s'écrit comme suit :

$$Q = \frac{(b+mh)^{5/3} h^{5/3} \sqrt{I}}{n(b+2h\sqrt{m^2+1})^{2/3}} \quad (V.5)$$

$$71,08 = \frac{(b+2 \times 2)^{5/3} 2^{5/3} \sqrt{0,023}}{0,05(b+2 \times 2 \sqrt{2^2+1})^{2/3}}$$

En remplaçant dans l'équation précédente, on trouve une largeur du canal de

On trouve : b=5,71m ; on prend **b = 6 m**

### V.2.3.2 DETERMINATION DU REGIME D'ÉCOULEMENT

#### a) Pente critique

Pour déterminer le régime d'écoulement dans le canal de dérivation on doit calculer la pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr}^2 R_{cr}} \quad (V.6)$$

- **Hauteur critique**

On la détermine par le nombre de Froude en le posant égal à 1

$$F_r^2 = \frac{Q^2 b}{g S^3} = 1 \quad (V.7)$$

En remplaçant la section par son expression on trouve :

$$h_{cr} = \left( \frac{Q^2 \cdot b}{g(b+2h_{cr})^3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (V.8)$$

$$h_{cr} = \left( \frac{71.08^2 \times 6}{9.81(6+2h_{cr})^3} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Par itérations successives on détermine la hauteur critique :  **$h_{cr} = 1,6 \text{ m}$**

- **La section critique de l'écoulement :**

La section critique est donnée par :

$$S_{cr} = (b + m \cdot h_{cr}) h_{cr} \Leftrightarrow S_{cr} = 14,72 \text{ m}^2$$

- **Le périmètre critique de la section mouillée :**

$$P_{cr} = (b + 2 \cdot h_{cr}) \sqrt{1 + m^2} \Leftrightarrow P_{cr} = 20,57 \text{ m}$$

- **Le rayon hydraulique critique :**

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \Leftrightarrow R_{cr} = 0,7 \text{ m}$$

- **La vitesse critique :**

$$V_{cr} = \frac{Q}{S_{cr}} \Leftrightarrow V_{cr} = 4.83 \text{ m/s}$$

- **Coefficient critique de CHEZY :**

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \Leftrightarrow C_{cr} = 18.85$$

Ainsi la pente critique est :  $I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr}^2 R_{cr}} \Rightarrow I_{cr} = \frac{71.08^2}{18.85^2 \times 14.72^2 \times 0,7}$

$$I_{cr} = 9,37\%$$

### b) Profondeur normale

On applique toujours la formule de CHEZY pour déterminer la profondeur normale dans le canal de dérivation.

$$Q = S \cdot C \sqrt{RI} \quad (V.9)$$

Avec :

Q : Débit de crue du chantier égale à 71,08 m<sup>3</sup>/s

S : Section du canal en (m<sup>2</sup>) ;  $S = (b + mh)h$

m : Fruit de talus égal à 2

b : Largeur à la base égale à 6 m

C : Coefficient de CHEZY égal à  $\frac{1}{n} R^{1/6}$

R : Rayon hydraulique en (m) égal à  $\frac{S}{P}$

I : Pente du cours d'eau ; I = 0,023

P : Périmètre mouillé en (m);  $P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$

n : Rugosité du cours d'eau prise égale à 0,05 (cours d'eau avec des méandres et végétation)

$$Q = \frac{(b+mh)^{5/3} h^{5/3} \sqrt{I}}{n(b+2h\sqrt{m^2+1})^{2/3}} \quad (V.10)$$

$$71,08 = \frac{(6+2 \times h_n)^{5/3} h_n^{5/3} \sqrt{0,023}}{0,05(6+2 \times h_n \sqrt{2^2+1})^{2/3}}$$

Par calcul itératif on trouve la profondeur normale de la lame d'eau dans le canal

$$h_n = 2 \text{ m}$$

### CONCLUSION

Après calcul basé sur les données existantes, on trouve que la pente du canal est inférieure à la pente critique, et la profondeur normale d'eau dans le canal est supérieure à la profondeur critique, ce qui nous permet de conclure qu'on est en présence d'un régime fluviale dans l'ouvrage de dérivation.

## V.3 DIMENSIONNEMENT DU BATARDEAU

### V.3.1 TYPE DU BATARDEAU

Un batardeau de même type que la digue est prévu pour projection à l'amont du canal, là où se situe la section de contrôle du canal. Il sera alors construit en remblai de matériaux de même caractéristique géotechniques que celles de la digue.

### V.3.2 DETERMINATION DE LA COTE DE CRETE DU BATARDEAU

La cote de la crête du batardeau est défini comme suit :

$$C_{bat} = C_f + H_n + R \quad (V.11)$$

Avec :

$C_{bat}$  : Côte de crête du batardeau

$C_f$  : Côte de fond égale à 1074,8 NGA

$H_n$  : Hauteur normale égale à 2 m

R : revanche

Pour la revanche elle sera calculée en utilisant les formules [(III.81) de SEVENSON GAILLARD ou (III.78) de Mallet Pacquant ou (III.84) simplifiée] (Voir chapitre III)

**Tableau V.2** les valeurs de la revanche par les différentes formules

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
valeur de la rev	1.64	1.7	1.37	1.57

On prend la valeur la plus proche à la moyenne, donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT : **R = 1.64m**

D'où la cote de crête du batardeau est :

$$C_{bat} = C_f + H_n + R$$

$$C_{bat} = 1074,8 + 2 + 1.64$$

$$C_{bat} = 1078,44 \text{ m}$$

### V.3.3 DETERMINATION DE LA LARGEUR EN CRETE DU BATARDEAU

En ce qui concerne la largeur en crête, on la détermine par les formules [(III.87) de Knappen ou (III.88) de Preece ou (III.89) simplifiée] déjà utilisées dans chapitre III

**Tableau V.3** la largeur en crête par les différentes formules

Formules	Knappen	Preece	Formule Simplifiée	Moyenne
Largeur en crête $b_{cr}$ (m)	3,15	3,1	2,54	2,93

Ce qui donne une largeur en crête **b = 3 m**.

- Pour les fruits de talus du batardeau on prend m égale à 2

## V.4 OUVRAGE DE VIDANGE

C'est un ouvrage primordial pour le bon fonctionnement du barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange du barrage en cas de constatation d'avarie sur les ouvrages.
- De vider la partie morte du barrage en fin de saison et d'utiliser les eaux stockées pour l'entretien du barrage (curage des dépôts des parties amont).
- D'évacuer la crue de chantier s'il s'agit d'une galerie ou conduite de dérivation.

### V.4.1 DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE

#### V.4.1.1 Calcul du débit de vidange

Le volume évacué par la vidange est composé du volume utile du barrage et du volume entrant durant la période d'évacuation. Le débit à évacuer sera donc égal à

$$Q_v = \frac{V_u}{T} + Q_e \quad (V.12)$$

Avec :

$Q_v$  : Le débit à évacuer par la vidange

$V_u$  : Le volume utile du barrage

T : Le temps de vidange (30 jours)

$Q_e$  : Le débit entrant en période de vidange pris égal au débit moyen annuel

$$Q_v = \frac{76,42 \times 10^6}{30 \times 86400} + \frac{1,14 \times 10^6}{365 \times 24 \times 3600} = 29,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### V.4.1.2 Calcul de la section de conduite de vidange de fond et son diamètre

Pour le calcul de la section de vidange on procède par la relation suivante :

$$Q_v = \mu S \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

$Q_v$  : Débit de la vidange en ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval ; H = 52 m

$\mu$  : Coefficient de débit égal à 0,7

D'où la section de la conduite de vidange est :

$$S = \frac{Q_v}{\mu \sqrt{2 \cdot g \cdot H}} = \frac{29,5}{0,7 \sqrt{2 \cdot g \cdot 52}} \Rightarrow S = 1,32 \text{ m}^2$$

Ainsi le diamètre de la conduite de vidange sera :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1,32}{\pi}} \Rightarrow D = 1,4 \text{ m}$$

- **Calcul de la vitesse d'écoulement dans la conduite de vidange**

$$V_v = \frac{Q_v}{S} \quad (\text{V.14})$$

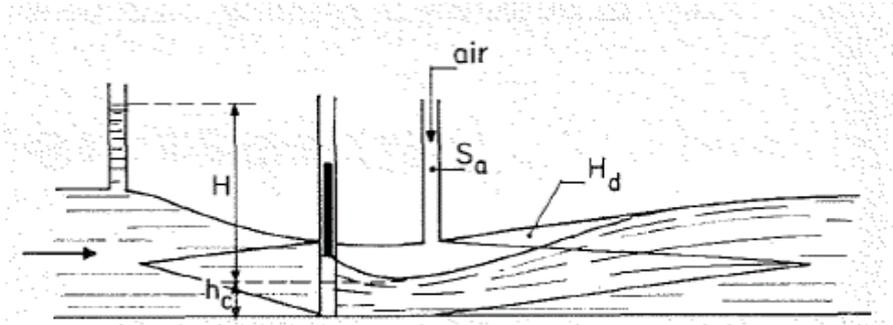
$$V_v = \frac{29,5}{1,32} = 22,76 \text{ m/s}$$

La vitesse d'écoulement dans la conduite est de 22.76 m/s, elle est inférieure à la vitesse admissible qui est environ 50 m/s.

### V.4.2 AERATION DE LA CONDUITE DE VIDANGE

#### V.4.2.1 Calcul de diamètre de la conduite d'aération

Pour une section contractée de 0.8 m de diamètre  $t_0 = 0,8$  m et une ouverture de vanne a de 0,4m de diamètre, on procède à dimensionner la conduite d'aération de la vidange de fond pour une charge totale de 52 m et un diamètre de la galerie de vidange de 1,4 m



**Figure V.1** Schéma illustratif pour l'aération de la vidange du fond  
(Small Dams , 1987)

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_e} = 0,09 Fr_c \quad (V.15)$$

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_e} = 0,94 \left( \frac{A_a^*}{S} \right)^{0,9} \times Fr_c^{0,62} \quad (V.16)$$

$$A_a^* = \frac{A_a}{\sqrt{1+\sum \zeta}} \quad (V.17)$$

Avec :

$Q_a$  : Débit d'air ( $m^3/s$ )

$Q_e$  : Débit d'eau ( $m^3/s$ )

$S$  : Section de la galerie de vidange ( $m^2$ )

$A_a$  : Section de la conduite d'aération

$A_a^*$  : Section de la conduite d'aération en tenant compte des pertes de charge ( $m^2$ )

$\sum \zeta$  : Coefficient de perte de charge pris égal à 2

$Fr_c$  : Nombre de Froude de la section contractée

On :  $\frac{a}{t_0} = 0,5 \Rightarrow 0,12 < \frac{a}{t_0} < 1$  et  $Fr_c \leq 40$

$$Fr_c = \frac{q}{\sqrt{g(a.C_c)^3}} = \frac{C_c.a.\sqrt{2.g.H}}{\sqrt{g(a.C_c)^3}} = \sqrt{\frac{2.H}{a.C_c}} \quad (V.18)$$

Avec :

$C_c$  : coefficient de contraction est fonction de  $(a/t_0)$  égal à 0,73 (Voir annexe C)

$$Fr_c = \sqrt{\frac{2.H}{a.C_c}} = \sqrt{\frac{2 \times 52}{0,4 \times 0,73}} = 18,87 ; Fr_c < 40 \text{ (condition vérifiée)}$$

$$(V.15) \Rightarrow \beta = 0,09 Fr_c = 1,7$$

$$(V.16) \Rightarrow A_a^* = \left[ \frac{\beta \cdot S^{0,9}}{0,94 \times Fr_c^{0,62}} \right]^{1/0,9} = \left[ \frac{1,7 \times 1,32^{0,9}}{0,94 \times 18,87^{0,62}} \right]^{1/0,9} = 0,34 \text{ m}^2$$

$$(V.17) \Rightarrow A_a = A_a^* \sqrt{1 + \sum \zeta} = 0,34 \sqrt{1 + 2} = 0,6 \text{ m}^2$$

- Ainsi le diamètre de conduite d'aération est :  $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,28}{\pi}} = 0,9 \text{ m}$

## CONCLUSION

La prise d'eau permet le prélèvement du débit demandé pour satisfaire le besoin maximal des agriculteurs et les citoyens en période estivale, par rapport au niveau le plus bas de la prise.

Les organes de commandes de la prise seront regroupés avec ceux de la vidange de fond au pied de la digue.

La dérivation provisoire est un ouvrage nécessaire pour la protection du barrage en période de réalisation de chantier, le dimensionnement de ce dernier est fonction du débit de crue de chantier et de la géologie de la zone de projet.

Cet ouvrage permet un déroulement de travaux à l'état sec et d'éviter tout risque de problèmes inhérents aux inondations du chantier.

La galerie de fond est l'organe responsable à la vidange du barrage, son dimensionnement est basé sur la capacité utile de la cuvette et au temps de vidange selon le besoin et les aléas prévus au préalable dans l'étude.

# CHAPITRE VI

## ORGANISATION DU CHANTIER

## **Introduction**

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- ✓ Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, 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 ORGANISATION TECHNIQUE ET DONNEES PREPARATOIRES**

L'ensemble des opérations essentielles dans l'organisation technique qui consiste à la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction, cette opération passe par les étapes suivantes :

- ✓ Etablir l'ordre chronologique et la cadence des travaux selon la disponibilité des moyens.
- ✓ Déterminer les conditions d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant les zones d'emprunt la qualité et la quantité.

### **VI.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE**

Pour avoir une implantation convenable du chantier, on doit se disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de circulation d'engins, les locaux, les postes fixes de travail. On distingue les installations suivantes dans un chantier :

#### **VI.2.1 INSTALLATIONS DESTINEES AUX PERSONNELS**

Dans tout chantier de génie civil on retrouve pratiquement les mêmes installations destinées aux personnels qui sont en général :

- ✓ Abris-clos et vestiaire
- ✓ Les réfectoires
- ✓ Les installations sanitaires
- ✓ Poste de secours
- ✓ Les bureaux de chantier

## **VI.2.2 INSTALLATIONS DESTINEES AU STOCKAGE DES MATERIAUX**

Le matériau de construction doit être stocké et protégé des facteurs climatiques et des intempéries, pour les ciments on utilise des silos métalliques ou des baraquements en bois. Les agrégats peuvent être stocké en plein air, il suffit juste de les séparer par un croisement pour de différencier entre les types existants, les aciers sont stockés dans des hangars.

## **VI.2.3 INSTALLATIONS DESTINEES A LA REPARATION DES ENGINES**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

## **VI.2.4 INSTALLATIONS DESTINEES POUR LA PREFABRICATION**

C'est l'ensemble des hangars équipés de matériels nécessaires pour la fabrication des éléments de l'ouvrage à savoir les poutres, les dalles, les conduites...etc.

## **VI.3 TRAVAUX DE REALISATION**

### **VI.3.1 TRAVAUX DE TERRASSEMENTS**

Pour réaliser les travaux de terrassement, les volumes et les surfaces des terres devaient être estimées par une bonne approche, ainsi que les masses volumiques des terrassements tout en tenant compte des méthodes et chemins les plus économiques dans la répartition et le transport de matériaux ainsi que les caractéristiques techniques de matériels mécaniques.

### **VI.3.2 TRAVAUX D'EXCAVATIONS**

Les dossiers des plans et le programme générale des travaux déterminent les travaux d'excavations qui comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et celle de l'évacuateur de crue, aussi des zones d'emprunt, qui sera transporté vers une zone qui ne possède aucune influence sur le déroulement des travaux.

### VI.3.3 TRAVAUX SECONDAIRES

Ces travaux ont pour but d'exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles concernant l'aménagement des zones d'emprunt et la protection des décharges du risque d'érosion ainsi que leurs reboisements.

### VI.4 PLANIFICATION

Le rôle de la planification est de permettre de chercher la meilleure façon d'exploitation des moyens humains et matériels en assurant une succession correcte des travaux dans les délais programmés avec le moindre coût possible.

#### VI.4.1 ATTRIBUTION DES DUREES DE CHAQUE OPERATION

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur du projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

Il existe deux types de plans de travail

#### ✓ **Plan de travail au plus tôt**

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

#### ✓ **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée des moyens.

#### VI.4.2 SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.01** Symboles des opérations

<b>Travaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Durée (mois)</b>
Installation du chantier et accès	A	3
Préparation des zones d'emprunts et carrières	B	6
Travaux de terrassement des rives et lit de l'oued (fouilles du barrage)	C	6
Excavation rive droite pour l'évacuateur de crue	D	3
Excavation rive gauche pour la galerie de dérivation	E	3
Réalisation de la galerie de dérivation et la vidange du fond	F	9
Réalisation du batardeau	G	1
Construction de déversoir et coursier	H	4
Construction du bassin de dissipation et canal de fuite	I	1
Réalisation de la tour de prise	J	8
Installation des équipements hydrauliques	K	1
Travaux de finition et mise en eau	L	6

### **VI.4.3 TECHNIQUES DE PLANIFICATION**

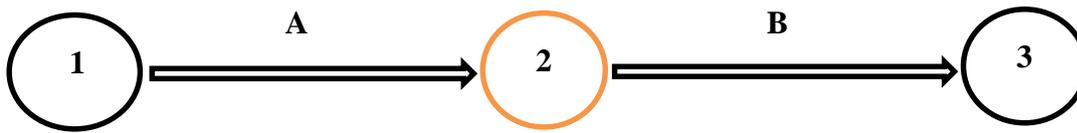
En pratique, il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode du chemin critique C.P.M
- Méthode basée sur le tableau
- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

#### **VI.5.4.1 Méthode basée sur le réseau**

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

- a) **Réseau à flèches** : l'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.



b) **Réseau à nœud** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



Cette méthode consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

**Tableau VI.02** Les paramètres du réseau à nœud.

DCP	TR
DFP	DCCP
DFPP	MT

Avec :

DCP : Date de commencement au plus tôt

TR : Temps de réalisation de l'opération

DCCP : Date de commencement au plus tard

DFP : Date de finition au plus tôt

DFPP : Date de finition au plus tard

MT : Marge totale

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCCP = DFPP - TR$$

$$DFP_i = DCP_i + TR$$

$$DFP_i = DCP_{i+1}$$

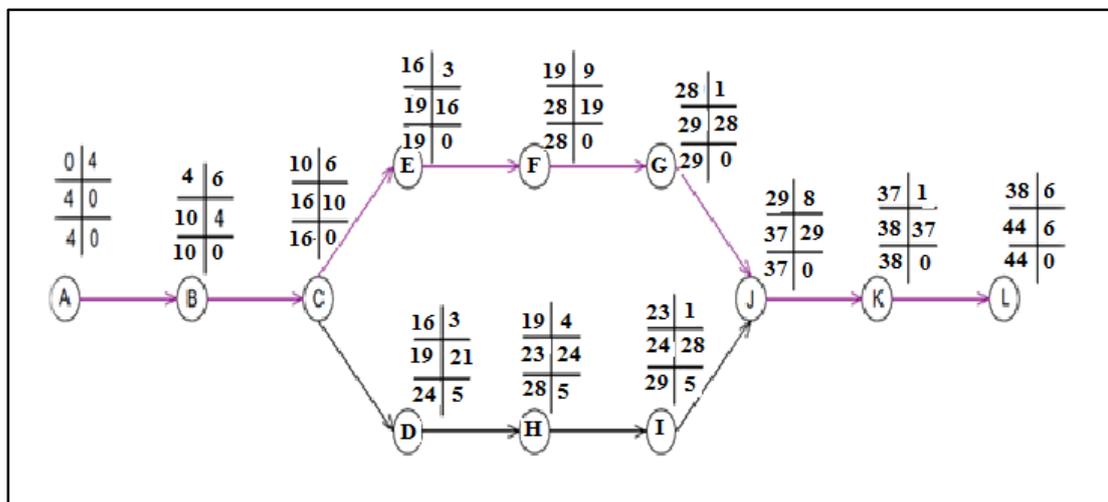
- **Chemin critique (C.C)** :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \iff \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

Pour le projet de réalisation des ouvrages annexes de barrage de Draa Diss, on trouve une durée totale de projet (D.T.P) de 44 mois.

Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustrée dans la figure ci-après.



**Figure VI.01** Réseau à nœud pour la réalisation des ouvrages annexes de barrage Draa Diss

### VI.4.3.2 Planification avec la méthode du tableau

Cette méthode s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.03** Chemin critique par la méthode du tableau

Opération	TR (mois)	D.P		D.P.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	4	0	4	0	4	0
2 – 3	6	4	10	4	10	0
3 – 4	6	10	16	10	16	0
4 – 5	3	16	19	21	24	5
4 – 6	3	16	19	16	19	0
5 – 7	4	19	23	24	28	5
6 – 8	9	19	28	19	28	0
7 – 9	1	23	24	28	29	5
8 – 9	1	28	29	28	29	0
9 – 10	8	29	37	29	37	0
10 – 11	1	37	38	37	38	0
11 – 12	6	38	44	38	44	0

D'après le tableau la durée de réalisation de ce projet est de 44 mois.

#### **VI.4.3.3 Planification avec la méthode de GANTT**

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet de mieux visualiser les tâches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau.

Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur un réseau à flèche et les résultats sont présentés sur la planche n°8.

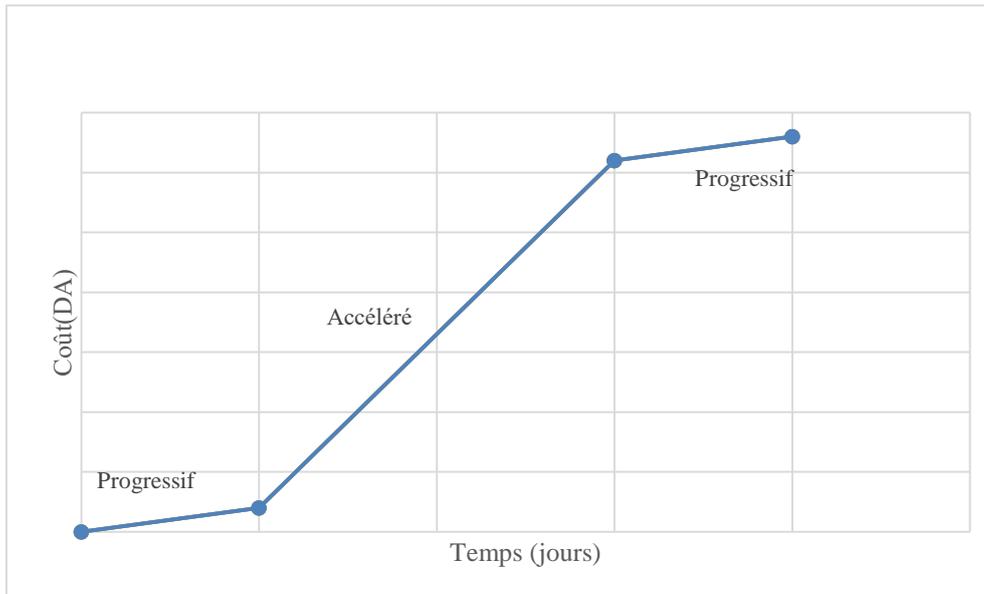
### **VI.5 SUIVI DES TRAVAUX**

#### **VI.5.1 METHODE DES COURBES EN S**

Courbes en S, c'est l'appellation simple de, pilotage du projet par la valeur acquise, 'Earned Value Management', une méthode assez efficace pour le suivre l'état d'avancement d'un projet et le contrôler, ainsi de vérifier et comparer entre l'état prévu du projet et ce qui a été fait.

Le rythme de réalisation d'un projet suit généralement trois phases (Voir figure ci-après)

- Progressif.
- Accélééré.
- Progressif.



**Figure VI.02** Phases d'avancement d'un projet

La courbe possède la forme de la lettre « S » d'où l'appellation de cette méthode.

### **VI.5.2 OBJECTIF**

La méthode des courbes en S est utilisée pour le suivi d'avancement Coût et délais des projets.

### **VI.5.3 GRAPHIQUE**

Le graphique de la méthode des courbes en S, se compose de trois courbes :

Coût Budgété du Travail planifié (CBTP).

Coût Budgété du Travail Effectué (CBTE).

Coût Réel du Travail Effectué (CRTE).

### **VI.5.4 INTERPRETATION**

Si les trois courbes sont superposés, donc le travail réalisé de point de vue coût et délai est conforme au planning.

Les écarts :

- L'écart temps = Ecart entre les courbes CBTP et CBTE sur l'axe des abscisses. (retard, en avance).
- L'écart coût = Ecart entre les courbes CBTE et CRTE sur l'axe des ordonnées. (gain, déficit)

## **Conclusion**

A travers ce présent chapitre, on peut conclure que le projet de réalisation des ouvrages annexes du barrage de Draa Diss a été planifié selon les normes et règles de travail. Selon les prévisions et les estimations mise au point, la durée totale du projet est de 44 mois.

## CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail, nous avons pu extraire l'intérêt de l'étude des variantes susceptibles d'être projetées au droit d'un site de barrage à travers différents aspects techniques et économiques concernant la réalisation des ouvrages annexes d'un barrage, ce qui permet de dégager d'une façon rationnelle la variante la plus adéquate répondant aux exigences du projet.

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises, tout en abordant le maximum des formules et méthodes, pour étudier l'ensemble des éléments topographiques, géologiques et hydrologiques, ainsi que d'analyser ses paramètres essentielles, afin d'estimer le volume des travaux et prévenir les crues du projet et celles du chantier pour être apte à confirmer l'emplacement, le type du barrage et ses ouvrages annexes, et d'établir bien sûr un planning de travaux qui devra être respecté.

Le travail effectué a permis de retenir les conclusions suivantes :

- De point de vue géologique, le site de Draa Diss est avéré favorable pour l'implantation d'un barrage en matériaux locaux.
- De point de vue topographique, technique et économique le type d'évacuateur de crue adéquat pour ce barrage sera du type latéral à entonnement frontal.
- Le barrage de Draa Diss fera l'objet de l'alimentation des régions de la commune d'El Eulma en eau pour l'irrigation et l'AEP.
- Bien que la réalisation de ce barrage ne vérifie pas la condition du facteur économique, qui présente le rapport entre le volume des matériaux de construction de la digue et la capacité d'emmagasinement de la cuvette, l'état algérien a choisi quand même de réaliser ce projet afin d'encourager le secteur agricole et AEP dans la wilaya et fixer sa population.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Dams, International Commission on Large. 1987. *Spillways for Dams*.  
Commission internationale des grands barrages.

GUERRIN, A. 1972. *Traité Du Béton Armé (Vol .VII)*. DUNOD. PARIS.

« Normes et dimensions : tuyaux en fonte ductile ». 2017. Consulté le septembre 11. <http://www.pamline.fr/dimensions-diametre-tuyaux-fonte>.

« Design of SmallDams.pdf ». 2017. Consulté le septembre 11.  
<https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/mands/mands-pdfs/SmallDams.pdf>.

Touaïba Bénina. 2015. *Manuel pratique d'hydrologie*.

*Traité de génie civil*. s. d. Vol. 15.

زرقيين, et 2013. صلاح. « Estimation des pressions actives sur les murs de soutènement en présence d'eau sous sollicitation sismique ». Université Mohamed Khider-Biskra. [http://thesis.univ-biskra.dz/519/1/estimation\\_des\\_pression\\_actives\\_sur\\_les\\_murs\\_de\\_soutenement.pdf](http://thesis.univ-biskra.dz/519/1/estimation_des_pression_actives_sur_les_murs_de_soutenement.pdf).

# ANNEXES

Quelques instruments pour les essais du laboratoire



-Le moule,



- La dame,



- Les tamis.



-Appareil de Casagrande.



- Essai anneau de l'Auroville.



-L'outil mesurant la viscosité.



- Densimètre.



-  
Compactage des argiles



-Exploitation des calcaires pour les recharges.

**Résultats d'essais de l'identification (Les argiles, zone amont).**

Puits	Profondeur r (m)	Identification			
		Wn (%)	yh (t/m3)	yd (t/m3)	rs (t/m3)
P 10	1.5	14.06	2.14	1.876	
P 11	2	23.98	2.015	1.625	2.622
P 2	2	26.86			2.653
P 3	2	24.15			
P 4	2	24.92			2.638
P 5	2	23.91			
P 7	1	7.93			2.641
P 8	2.3	24.04	1.999	1.611	
P 9	2	22.53	2.029	1.656	2.649
PZ 1	3	27.71	1.865	1.460	2.639
PZ 10	2	27.53	1.82	1.423	
PZ 11	2	18.3	1.879	1.588	
PZ 12	2	20.11	1.869	1.556	2.625
PZ 13	2	37.25	1.702	1.24	
PZ 14	2	37.62	1.717	1.247	
PZ 15	2	29.69	1.798	1.386	2.566
PZ 16	1.5	25.12	1.802	1.44	
PZ 17	2	23.35	1.941	1.573	2.624
PZ 18	2	29.44	1.779	1.374	
PZ 19	1.5	30.39	1.867	1.431	
PZ 19	2.8	25.5	1.806	1.439	
PZ 2	3	27.56	1.911	1.498	
PZ 20	2	31.88	1.835	1.391	
PZ 20	3.5	19.98	2.075	1.729	2.646
PZ 21	2	23.51	1.939	1.569	
PZ 22	2	29.39	1.907	1.473	2.582
PZ 23	2	19.69	1.868	1.56	
PZ 23	3	23.11	1.917	1.557	
PZ 24	2	23.87	1.86	1.501	
PZ 25	2	26.77	1.875	1.479	2.59
PZ 3	2	19.34	1.803	1.510	
PZ 3	3.5	18.01	2.063	1.748	
PZ 4	2	24.69	1.927	1.545	
PZ 4	3	26.16	1.965	1.557	2.629
PZ 5	2	19.51	2.039	1.706	
PZ 5	3.5	29.1	1.886	1.406	
PZ 6	2.5	18.72	1.993	1.678	2.627
PZ 7	2.5	35.02	1.772	1.312	
PZ 8	2.5	33.34	1.742	1.306	
PZ 9	2	21.42	1.857	1.529	2.613
	moyenne	24.89	1.893	1.514	2.623
	Ecart type	5.94	0.105	0.142	0.025

**Résultats d'essais de l'identification (Les argiles, zone aval).**

Puits	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg		
		Wl	Wp	Ip
P 10	1.5	51.5	25.7	25.8
P 11	2	54.5	28.8	25.7
P 2	2	60.2	29.7	30.5
P 3	2	54.5	27.6	26.9
P 4	2	50.8	26.4	24.4
P 5	2	50.4	25.4	25
P 7	1	39	21.4	17.6
P 8	2.3	57.2	29.2	28
P 9	2	52	27.2	24.8
PZ 1	3	51	24.6	26.4
PZ 10	2	46	22.1	23.9
PZ 11	2	64	31.2	32.8
PZ 12	2	63.7	30.5	33.2
PZ 13	2	76	40.3	35.7
PZ 14	2	80	39.1	40.9
PZ 15	2	76	37.1	38.9
PZ 16	1.5	54	26.1	27.9
PZ 17	2	62.5	30.3	32.2
PZ 18	2	55	27.1	27.9
PZ 19	1.5	73.5	35.3	38.2
PZ 19	2.8	59	28.3	30.7
PZ 2	3	51.2	24.3	26.9
PZ 20	2	69.5	33.2	36.3
PZ 20	3.5	52	25.2	26.8
PZ 21	2	52.5	25.2	27.3
PZ 22	2	63.5	30.4	33.1
PZ 23	2	46.3	22.1	24.2
PZ 23	3	50.2	24.3	25.9
PZ 24	2	51.2	24.5	26.7
PZ 25	2	63.8	31.5	32.3
PZ 3	2	39.8	19.2	20.6
PZ 3	3.5	50	24.3	25.7
PZ 4	2	62	29.9	32.1
PZ 4	3	50.5	24.3	26.2
PZ 5	2	51.6	24.9	26.7
PZ 5	3.5	52	25.1	26.9
PZ 6	2.5	55.5	27	28.5
PZ 7	2.5	57.8	30.4	27.4
PZ 8	2.5	66.5	32.1	34.4
PZ 9	2	62.5	30.2	32.3
	moyenne	57.0	28.0	28.9
	Ecart type	9.4	4.6	4.9

**Résultats d'essais d'Odomètre (Zone Amont).**

Puits	Oedomètre								
	Insoluble	Pc	Cc	Cg	K <sub>2bars</sub>	K <sub>4bars</sub>	Cv <sub>4bars</sub>	Cv <sub>8bars</sub>	Cv <sub>16bars</sub>
	(bar)	--	--	(cm/s)	(cm/s)	(cm/s)	(cm/s)	(cm/s)	(cm/s)
P 10									
P 11									
P 2									
P 3									
P 4									
P 5									
P 7									
P 8									
P 9									
PZ 1	45.09	2.59	0.213	0.031	1.72E-07	5.71E-08	6.85E-01	5.24E-01	1.77E-01
PZ 10									
PZ11		1.99	0.302	0.046	7.42E-08	7.20E-08	2.62E-01	2.67E-01	1.13E-01
PZ 12	53.57								
PZ 13									
PZ 14									
PZ 15		0.897	0.337	0.055	5.67E-08	0	6.60E-01	3.52E-01	2.52E-01
PZ 16	19	3.16	0.24	0.036	1.47E-07	5.11E-08	1.06	0.72	1.32E-01
PZ 17									
PZ 18									
PZ 19		1.45	0.332	0.055	4.09E-08	4.70E-08	1.53E-01	3.80E-02	
PZ 19									
PZ 2									
PZ 20	55.26								
PZ 20									
PZ 21									
PZ 22									
PZ 23									
PZ 23		2.24	0.187	0.041	8.34E-08	5.70E-08	4.05E-01	3.87E-01	5.06E-02
PZ 24									
PZ 25	48.96	1.91	0.191	0.057	4.20E-08	1.65E-08	1.90E-01	2.50E-01	1.20E-01
PZ 3									
PZ 3									
PZ 4	52.49								
PZ 4									
PZ 5		2.73	0.181	0.038	7.74E-08	9.02E-08	6.60E-01	6.83E-01	2.38E-02
PZ 5									
PZ 6									
PZ 7	50.17	2.76	0.284	0.044	5.15E-08	4.03E-08	6.05E-01	5.66E-02	1.90E-02
PZ 8									
PZ 9									
	46.36	2.19	0.252	0.045	8.28E-08	4.79E-08	5.20E-01	3.64E-01	1.11E-01
	12.52	0.71	0.063	0.009	4.65E-08	2.71E-08	2.93E-01	2.44E-01	7.97E-02

**La série des pluies mensuelles et moyennes annuelles en (mm) de la station BELAA N°10 03  
02 (ANRH, 2017)**

<b>Année</b>	<b>Sep.</b>	<b>Oct.</b>	<b>Nov.</b>	<b>Déc.</b>	<b>Jan.</b>	<b>Fév.</b>	<b>Mars</b>	<b>Avr.</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juill.</b>	<b>Août</b>	<b>Annuel.</b>
1968	16,4	16	35,4	72,5	40,6	21,5	40,1	55,8	10,4	7,4	19,8	20,2	356,1
1969	100,8	79,9	25,7	67,6	32,3	22,8	64,3	49,6	35	0	22	0	500
1970	8,5	16	0	30	45,5	15,2	39,3	25,2	32,2	0	23,1	5	240
1971	29,7	33,1	40	12,1	164,7	65,5	31,4	85,1	13,7	13,2	0	14	502,5
1972	77,7	72,8	2,7	47,9	66,1	72,5	76	15,4	0,5	19,3	0,9	17,9	469,7
1973	39,1	23,3	13	58,7	1,9	65,6	98,9	35,1	21,9	11,7	0	2,1	371,3
1974	44,5	48,4	26,3	12,2	14,2	94,5	42,7	20,3	73,4	2,3	2,7	3,4	384,9
1975	74,9	10,3	49,3	13,9	19	79,6	106,8	89,3	90,8	42,8	24,6	7,4	608,7
1976	15,3	49,6	39,2	40,4	47,6	3,7	7,1	37,5	57,9	35,1	0	39,2	372,6
1977	1,5	3,9	44,2	1,8	36,3	16	18,5	119,2	43,1	0	0	21,3	305,8
1978	2,8	32,4	31,9	19,8	24,4	52	29,2	122,1	9,7	31,1	0	7,8	363,2
1979	37,4	1,8	31,7	5,4	17,4	25,4	59,2	24,8	54	2,8	0	3,8	263,7
1980	39,1	2,5	25,3	84,8	10,7	22,1	34,8	31,4	8,9	27,5	0	19,5	306,6
1981	38,7	26,6	4,8	46,1	55,2	29,4	52,1	59,6	62	6,5	0	8,5	389,5
1982	35,5	36	50,7	54,8	2,8	6,3	13,4	0	11,9	11,7	0	15,7	238,8
1983	31	6,9	20	7,9	28,4	59,6	9,1	24,2	26	0	3,2	10,5	226,8
1984	5,3	107,5	12,8	31,7	18,3	9,2	130	29,4	45,8	3,5	10,7	0	404,2
1985	28,2	47,9	20,2	17,7	46,6	10,3	61,2	24	27,4	11	7,2	3,6	305,3
1986	52,1	71,7	56,3	69,8	42,3	71,1	44,6	25,3	37	14,8	4,2	0	489,2
1987	4,1	19,2	9,6	13,7	21,5	12,1	38,6	29,9	48,6	34,6	0	0	231,9
1988	15,8	2	19,3	103,3	20,2	6,6	36,8	31,6	11,6	26,5	0	16,3	290
1989	46,6	32,2	2,1	16	59,8	0,8	25,9	55,4	105,5	0	2,6	51,1	398
1990	36,9	18,3	129,6	33,3	7,7	60	75,1	10,4	151,4	11,5	0	0	534,2
1991	6,4	71,3	40	14,8	100,2	41,6	37	73,5	94,9	13,6	23,2	10,9	527,4
1992	10,3	11	23,8	81	16,6	53	25,2	4,3	32,7	1,8	2,1	14	275,8
1993	0,9	0	18,3	75,1	31,2	57	2,5	5,8	0	0	0	1,8	192,6
1994	3	36	0	6,4	133,7	3,5	17,7	25,7	12,4	10,9	0	3,5	252,8
1995	28,6	2,4	13	9,5	22,9	58,8	5,3	47,5	12,5	23,6	5,2	7,4	236,7
1996	9,1	8,5	3,2	17	38,6	1,9	3,5	37,5	18,8	12,8	0	7,4	158,3
1997	26,9	14	7,4	47	15,5	16,6	13,7	48,3	70,6	1,8	4,2	4,6	270,6
1998	82,2	0,8	107,6	23	78,9	24,9	15	10,1	22,5	19,6	0	10,3	394,9
1999	82,2	0,8	107,6	23	78,9	24,9	15	10,1	22,5	19,6	0	10,3	394,9
2000	7	9,9	7,4	7,9	41	16,7	11,9	8,7	20,4	0	0	5,6	136,5
2001	38,9	29,4	17,1	3,8	49,3	17	16,4	11,6	10	1,9	19,4	60,4	275,2
2002	13,4	8,4	131,4	93,9	112,3	53,9	43,6	96,3	26,3	42	2,3	12,9	636,7
2003	8,7	49,5	20,8	108,7	111,3	4,6	73,9	70	88,1	17,7	0	18,3	571,6
2004	17,7	24,7	91,4	137,4	36	112,2	53,5	67,3	1,8	7,8	4,5	1,8	556,1
2005	16,9	24,7	34,5	52,4	90,3	38,3	22,2	29,9	86,4	4	5	3	407,6
2006	77,9	7,6	3,1	73	10,9	27,6	174,1	75,9	31,7	8,8	0	0	490,6
2007	47,9	37,2	28,3	61,8	2,7	14	60,5	47,5	70,2	0	23,7	13,5	407,3
2008	50,3	69	32,4	48,8	172,5	102,8	18,8	118,7	27,9	3,6	0	8,3	653,1
2009	52,7	24,4	35	56,9	39,9	70,9	30,6	142,4	32,6	22,3	2,6	12,4	522,7
2010	29,5	27	66,2	46,7	7,5	173,6	30,5	115,3	76,5	28,5	9,8	9,7	620,8
2011	23,6	56	103,2	93,9	55,3	128,1	58,7	87,1	22,3	0	3,9	5,4	637,5
2012	6,8	9,3	21,8	7,5	71,1	187,3	37,9	33,3	25,6	9,7	10,6	50,4	471,3

**La série des pluies journalière maximales en (mm) de la station BELAA N°10 03 02  
(ANRH, 2017)**

<b>Année</b>	<b>Sep.</b>	<b>Oct.</b>	<b>Nov.</b>	<b>Déc.</b>	<b>Jan.</b>	<b>Fév.</b>	<b>Mars</b>	<b>Avr.</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juill.</b>	<b>Août</b>	<b>Max.</b>
1968	7,8	16	18,8	50,8	13	9	13,4	44	6,5	4,8	8,9	9,6	50,8
1969	53,4	18,5	8,8	20	11,8	16	38	21	23	0	22	0	53,4
1970	8,5	16	0	20	20	12,5	8,3	13	12,1	0	6,7	5	20
1971	6,9	16	16	7,5	52	20	14	19	7,7	7,7	0	10	52
1972	28,5	46	2,7	9,5	40,5	13,6	10	3,6	0,5	13,2	0,9	7,1	46
1973	20,7	6,4	6	16,3	1,2	20,9	32,3	9,8	12,4	9,4	0	1,2	32,3
1974	20,9	15,5	6,9	6,4	6,2	63,6	8,2	10	16,2	1,2	1,5	1,8	63,6
1975	38,2	10,3	13,9	3,5	4,6	22,1	26,4	20,2	25,5	25,3	12,6	7,4	38,2
1976	6,8	9,8	15,2	14,5	13,2	1,9	3,5	14,7	34,4	10	0	26,5	34,4
1977	1,5	2,5	13,9	1,8	8,8	4,8	10,2	24	13,5	0	0	13,5	24
1978	2,8	18,1	12,1	9,7	10	18,2	6,5	51,5	5,2	22,4	0	7,8	51,5
1979	15,6	1,8	10,5	3,6	8,7	15,2	30,7	16,8	17,5	2,8	0	3,8	30,7
1980	22,8	2,5	10,6	48,6	4,5	7,6	15	8,2	3,5	14,3	0	16,7	48,6
1981	19,4	18,7	4,8	15,2	11	8,1	31,9	15,9	18,5	6,5	0	8,5	31,9
1982	17,8	16,5	20,5	14,6	2,8	3,8	4	0	8,3		0	15,7	20,5
1983	31	2,8	8,8	4	6,4	25,1	4,7	10,2	14,7	0	3,2	10,5	31
1984	2,8	29,2	5,9	23	8,5	8,4	40,6	16	10,7	3,5	7,8	0	40,6
1985	9,1	20,1	8,2	5,5	12,1	5,2	16,9	19,2	14,2	5,3	7,2	3,6	20,1
1986	16,5	13	13,4	55,2	28,8	14,5	42,8	8,1	13,7	9,2	4,2	0	55,2
1987	2,3	9,7	3,7	11,2	8,4	11,3	10,9	26,7	19,6	20,9	0	0	11,3
1988	7,8	2	7,2	28,7	14,5	4,2	17	8,5	6,4	10,4	0	8,2	28,7
1989	17,8	18,9	2,1	8,5	10,3	0,8	10,5	27,5	24,7	0	1,8	32,5	32,5
1990	12,5	14,8	36,8	10,3	6,2	16	28,7	8,1	72,6	4,3	0	0	72,6
1991	2,3	24,3	8,2	8,2	28,8	24,5	11	48,3	48,2	3,6	7,1	4,3	48,3
1992	6,8	7,2	7,2	36,5	5,5	16,2	8,1	3,5	8,6	1,8	2,1	7,3	36,5
1993	0,9	0	10,8	46,6	8	29,7	2,5	2,5	0	0	0	1,8	46,6
1994	3	15,3	0	3,6	52	3,5	9,1	12,7	4,3	3,4	0	3,5	52
1995	8,7	2,4	9,9	3,4	3,6	24,1	2,1	22,5	3,6	13,2	5,2	7,4	24,1
1996	9,1	8,5	1,8	7	22,1	1,1	1,3	15,6	13,4	10,2	0	5,1	22,1
1997	13,5	8	3,2	15,7	4,5	4,8	3,2	19,8	23,7	1,8	2,3	2,5	23,7
1998	45,5	0,8	33,5	4,1	30,5	12,3	5,4	10,1	22,5	6,7	0	5,2	45,5
1999	45,5	0,8	33,5	4,1	30,5	12,3	5,4	10,1	22,5	6,7	0	5,2	45,5
2000	3,7	5,2	3,4	6	13,5	13,2	10,2	2,8	8,5	0	0	5,6	13,5
2001	9,5	15,2	9,5	2,4	40,3	8,7	9,4	6,2	8,2	1,2	8,2	36,5	40,3
2002	4,5	3,7	23,9	26,4	24,2	18,7	20,1	20,6	19	16,3	2,3	4,3	26,4
2003	3,1	14,3	15,6	38,2	44	2,8	32,8	18,2	19,5	5	0	16,2	44
2004	8,3	16,9	20,6	18,9	9,8	40,5	22,5	14,7	1,8	6,5	4,5	1,8	40,5
2005	8,1	8,3	10,3	26,7	28,3	27,3	8,8	10,4	32,3	2,2	2,2	1,8	32,3
2006	48,9	3,5	3,1	26,9	8,2	21,3	43,8	20,3	27,3	6,5	0	0	48,9
2007	16,5	17,5	23,7	32,1	2,7	10,6	45,3	47,5	23,5	0	16,4	4,5	47,5
2008	43,2	41,1	12,5	10,9	72,6	24,5	3,3	32,3	12,4	3,6	0	8,3	72,6
2009	10,1	6,4	7,2	10,4	8,3	25,3	10,2	53,3	9,8	7,1	1,8	4,5	53,3
2010	5,5	5,1	31,8	33,5	3,2	53,6	4,3	20,3	10,4	8,6	2,3	2,3	53,6
2011	6,7	22	51,7	14	17,7	84,4	32,6	23,9	5,9	0	1,7	2,1	84,4
2012	2,3	2,6	4,6	2,8	22,1	38	10,3	10,2	10,7	8,5	4,3	37,4	38

**La série des apports mensuels en (Mm<sup>3</sup>) de la station Koudiat Tendart N°10 02 08  
(ANRH, 2017)**

<b>Année</b>	<b>Sep.</b>	<b>Oct.</b>	<b>Nov.</b>	<b>Déc.</b>	<b>Jan.</b>	<b>Fév.</b>	<b>Mars</b>	<b>Avr.</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juill.</b>	<b>Août</b>	<b>annuelles</b>
1973	0,84	0,1	0,09	0,11	0,1	0,24	1,1	1,6	0,47	0,28	0,27	0,24	5,44
1974	0,2	0,17	0,15	0,17	0,14	0,76	0,09	0,1	0,15	0,1	0,12	0,1	2,25
1976	0,33	0,18	0,39	1,13	1,43	0,71	0,49	0,58	0,79	0,58	0,58	0,57	7,76
1977	0,51	0,52	0,35	0,27	0,44	0,57	0,5	0,97	0,18	0,21	0,18	0,15	4,85
1978	0,15	0,18	0,18	0,27	0,22	0,71	0,59	2,57	0,32	0,27	0,18	0,17	5,81
<b>Moyen.</b>	0,41	0,23	0,23	0,39	0,47	0,60	0,55	1,16	0,38	0,29	0,27	0,25	5,22

Fonction Rybking Foster  $F_P\%$  ( $P\%$ ,  $C_s$ )

$C_s$	0,01	0,1	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9	5%-F95%	S
0,00	3,72	3,09	2,33	1,88	1,64	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25	0,00	-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09	3,28	0,00
0,10	3,94	3,23	2,40	1,92	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24	-0,02	-0,27	-0,53	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-1,84	-2,25	-2,95	3,28	0,03
0,20	4,16	3,33	2,47	1,96	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22	-0,03	-0,28	-0,55	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-1,79	-2,18	-2,81	3,28	0,06
0,30	4,38	3,52	2,54	2,00	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20	-0,05	-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-1,75	-2,10	-2,67	3,27	0,08
0,40	4,61	3,66	2,61	2,04	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19	-0,07	-0,31	-0,57	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-1,70	-2,03	-2,54	3,27	0,11
0,50	4,83	3,81	2,68	2,08	1,77	1,33	0,81	0,62	0,46	0,17	-0,08	-0,33	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,66	-1,96	-2,40	3,26	0,14
0,60	5,05	3,96	2,75	2,12	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16	-0,10	-0,34	-0,59	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,61	-1,88	-2,27	3,25	0,17
0,70	5,28	4,10	2,82	2,15	1,82	1,34	0,79	0,59	0,43	0,14	-0,12	-0,36	-0,60	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,57	-1,81	-2,14	3,24	0,20
0,80	5,50	4,24	2,89	2,18	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12	-0,13	-0,37	-0,60	-0,73	-0,85	-1,17	-1,38	-1,52	-1,74	-2,02	3,22	0,22
0,90	5,73	4,32	2,96	2,22	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11	-0,15	-0,38	-0,61	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,47	-1,66	-1,90	3,21	0,25
1,00	5,96	4,53	3,02	2,25	1,88	1,34	0,76	0,55	0,38	0,09	-0,15	-0,39	-0,62	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,42	-1,59	-1,79	3,20	0,28
1,10	6,18	4,67	3,09	2,28	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07	-0,18	-0,41	-0,62	-0,74	-0,85	-1,10	-1,28	-1,38	-1,52	-1,68	3,17	0,31
1,20	6,41	4,81	3,15	2,31	1,91	1,34	0,73	0,54	0,35	0,05	-0,19	-0,42	-0,63	-0,74	-0,85	-1,08	-1,24	-1,33	-1,45	-1,58	3,16	0,31
1,30	6,64	4,95	3,21	2,34	1,92	1,34	0,72	0,49	0,33	0,04	-0,21	-0,43	-0,63	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,28	-1,38	-1,48	3,14	0,37
1,40	6,87	5,09	3,27	2,37	1,94	1,33	0,71	0,47	0,31	0,02	-0,22	-0,44	-0,64	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,23	-1,32	-1,39	3,12	0,39
1,50	7,09	5,23	3,33	2,39	1,95	1,33	0,69	0,46	0,30	0,00	-0,24	-0,45	-0,64	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,19	-1,26	-1,31	3,09	0,42
1,60	7,31	5,37	3,39	2,42	1,96	1,32	0,68	0,44	0,25	-0,02	-0,25	-0,46	-0,64	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,14	-1,20	-1,24	3,07	0,45
1,70	7,54	5,50	3,44	2,44	1,97	1,32	0,66	0,42	0,25	-0,03	-0,27	-0,47	-0,64	-0,72	-0,80	-0,97	-1,06	-1,10	-1,14	-1,17	3,04	0,48
1,80	7,76	5,64	3,50	2,46	1,98	1,31	0,64	0,40	0,24	-0,05	-0,28	-0,48	-0,64	-0,72	-0,79	-0,94	-1,02	-1,06	-1,09	-1,11	3,01	0,51
1,90	7,98	5,77	3,55	2,49	1,99	1,30	0,63	0,39	0,22	-0,07	-0,30	-0,48	-0,64	-0,71	-0,78	-0,92	-0,98	-1,01	-1,04	-1,05	2,98	0,54
2,00	8,21	5,91	3,60	2,51	2,00	1,29	0,61	0,37	0,20	-0,05	-0,31	-0,49	-0,64	-0,70	-0,78	-0,90	-0,95	-0,97	-0,99	-1,00	2,95	0,57
2,10	--	6,04	3,65	2,53	2,01	1,27	0,59	0,35	0,18	-0,10	-0,32	-0,50	-0,64	-0,69	-0,75	-0,81	-0,91	-0,99	-0,95	-0,95	2,92	0,59
2,20	--	6,14	3,68	2,54	2,02	1,26	0,57	0,29	0,16	-0,12	-0,33	-0,50	-0,64	-0,68	-0,74	-0,84	-0,88	-0,90	-0,91	-0,91	2,89	0,62
2,30	--	6,26	3,73	2,57	2,01	1,25	0,55	0,27	0,14	-0,13	-0,34	-0,50	-0,63	-0,67	-0,72	-0,82	-0,85	-0,83	-0,87	-0,87	2,86	0,64
2,40	--	6,37	3,78	2,60	1,23	1,23	0,52	0,25	0,14	-0,14	-0,35	-0,51	-0,62	-0,66	-0,71	-0,79	-0,82	-0,80	-0,83	0,83	2,82	0,67
2,50	--	6,50	3,82	2,62	2,00	1,21	0,50	0,24	0,10	-0,16	-0,36	-0,51	-0,62	-0,66	-0,70	-0,77	-0,79	-0,77	-0,80	-0,80	2,79	0,69
2,60	--	6,54	3,86	2,63	2,00	1,19	0,48	0,22	0,04	-0,17	-0,37	-0,51	-0,61	-0,65	-0,70	-0,75	-0,76	-0,74	-0,77	-0,77	2,76	0,72
2,70	--	6,75	3,92	2,64	2,00	1,18	0,46	0,20	0,07	-0,18	-0,38	-0,51	-0,61	-0,64	-0,68	-0,72	-0,74	-0,71	-0,74	-0,74	2,74	0,74
2,80	--	6,86	3,96	2,64	2,00	1,15	0,44	0,19	0,06	-0,20	-0,39	-0,51	-0,60	-0,63	-0,67	-0,71	-0,71	-0,69	-0,71	-0,71	2,71	0,76
2,90	--	7,00	4,01	2,65	1,99	1,13	0,41	0,17	0,04	-0,21	-0,39	-0,50	-0,60	-0,62	-0,65	-0,68	-0,69	-0,67	-0,69	-0,69	2,68	0,78
3,00	--	7,10	4,05	2,66	1,97	1,11	0,39	0,15	0,03	-0,22	-0,40	-0,51	-0,59	-0,60	-0,64	-0,66	-0,67	-0,65	-0,67	-0,67	2,64	0,80
3,10	--	7,23	4,09	2,66	1,97	1,09	0,37	0,13	0,01	-0,23	-0,40	-0,51	-0,58	-0,59	-0,62	-0,64	-0,64	-0,63	-0,65	-0,65	2,62	0,81
3,20	--	7,35	4,11	2,64	1,96	1,08	0,35	0,11	-0,01	-0,25	-0,41	-0,51	-0,57	-0,59	-0,61	-0,62	-0,63	-0,61	-0,63	-0,63	2,59	0,83
3,30	--	7,44	4,15	2,60	1,95	1,06	0,33	0,09	-0,02	-0,26	-0,41	-0,51	-0,56	-0,58	-0,59	-0,60	-0,61	-0,59	-0,61	-0,61	2,56	0,85
3,40	--	7,54	4,18	2,66	1,95	1,04	0,31	0,06	-0,04	-0,27	-0,41	-0,50	-0,55	-0,57	-0,58	-0,59	-0,59	-0,57	-0,58	-0,59	2,53	0,86
3,50	--	7,64	4,21	2,66	1,93	1,03	0,29	0,05	-0,05	-0,28	-0,41	-0,50	-0,54	-0,55	-0,56	-0,57	-0,57	-0,56	-0,57	-0,57	2,50	0,87
3,60	--	7,72	4,24	2,66	1,93	1,01	0,28	0,03	-0,07	-0,28	-0,42	-0,50	-0,54	-0,54	-0,56	-0,56	-0,56	-0,54	-0,56	-0,55	2,48	0,89
3,70	--	7,86	4,26	2,66	1,91	1,01	0,26	0,03	-0,08	-0,29	-0,42	-0,49	-0,52	-0,53	-0,55	-0,54	-0,54	-0,53	-0,54	-0,54	2,45	0,90
3,80	--	7,97	4,29	2,65	1,90	1,00	0,24	0,03	-0,10	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,54	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	2,43	0,91

Table de Khi-deux

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
ddl														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3278	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9075	625,3175	639,6130	652,4973	668,3308	731,2805	748,3591	762,6607	778,9721	789,9735	800,1314	821,3468
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260

<b>Année</b>	<b>Pj max(mm)</b>	<b>Année</b>	<b>Pj max(mm)</b>
1968	50,8	1991	48,3
1969	53,4	1992	36,5
1970	20	1993	46,6
1971	52	1994	52
1972	46	1995	24,1
1973	32,3	1996	22,1
1974	63,6	1997	23,7
1975	38,2	1998	45,5
1976	34,4	1999	22,6
1977	24	2000	13,5
1978	51,5	2001	40,3
1979	30,7	2002	26,4
1980	48,6	2003	44
1981	31,9	2004	40,5
1982	20,5	2005	32,3
1983	31	2006	48,9
1984	40,6	2007	47,5
1985	20,1	2008	72,6
1986	55,2	2009	53,3
1987	21,8	2010	53,6
1988	17	2011	84,4
1989	32,5	2012	38
1990	72,6		

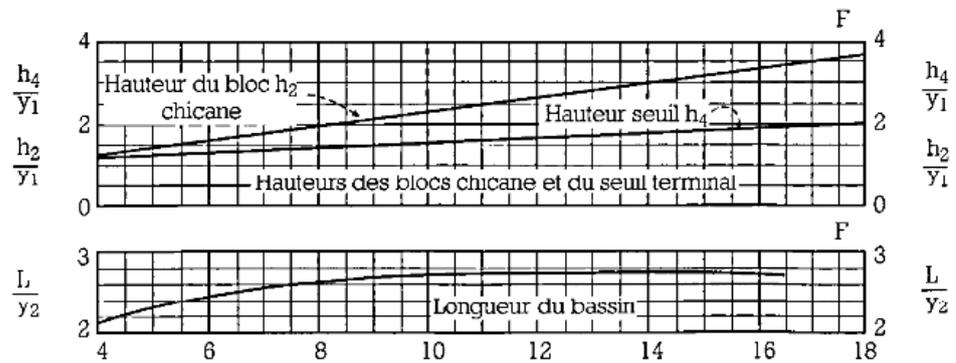
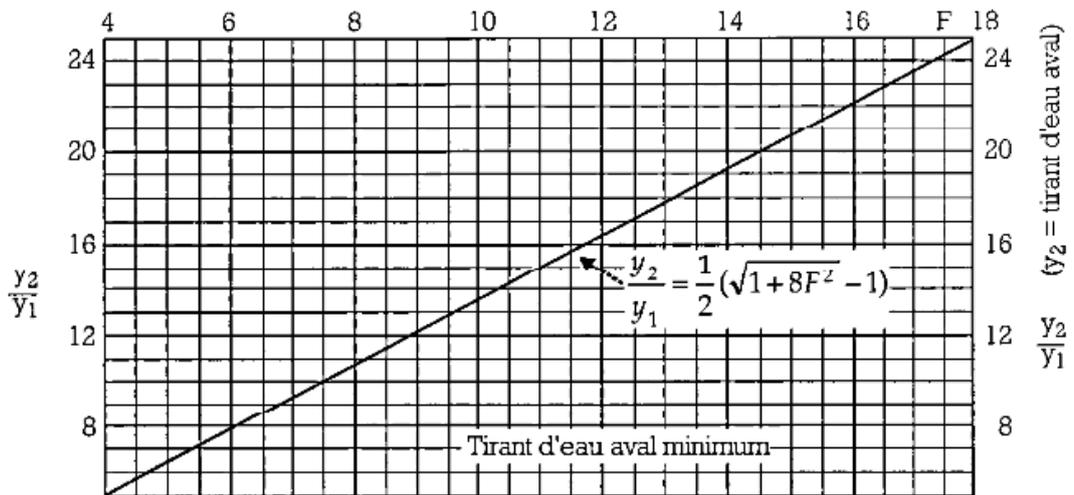
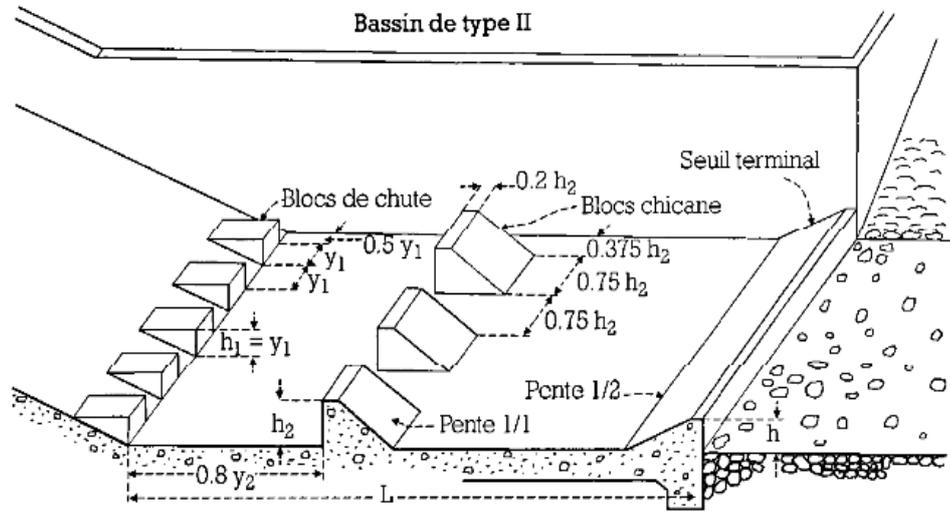
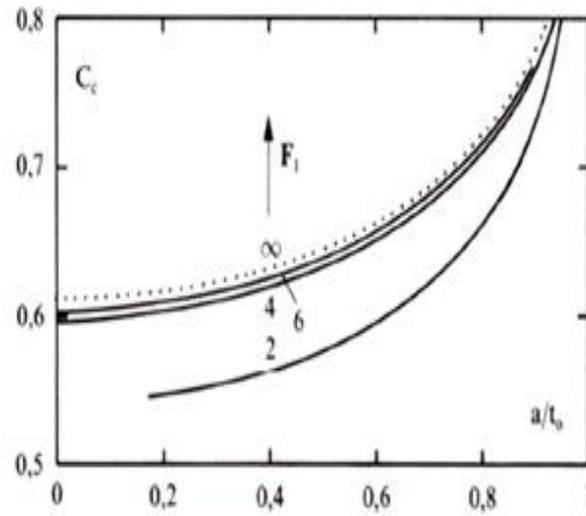


Figure 2.33 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (traduit de [5]).

### Diamètres normalisés des conduites en fonte

DN	Longueur utile des tuyaux	
	STANDARD EXPRESS	UNIVERSAL et PAMLOCK
60	6,00	-
80	6,00	5,97
100	6,00	5,97
125	6,00	5,97
150	6,00	5,97
200	6,00	5,97
250	6,00	5,97
300	6,00	5,97
350	6,00	5,97
400	6,00	5,97
450	6,00	5,97
500	6,00	5,97
600	6,00	5,97
700	6,95	5,97
800	6,95	6,89
900	6,95	6,87
1000	6,95	6,88
1100	8,19	-
1200	8,18	8,15
1400	8,17	8,12
1500	8,16	8,11
1600	8,16	8,11
1800	8,14	8,08
2000	8,13	NC



Effet du nombre de Froude  $F_c$  sur le coefficient de contraction  $C_c$  pour diverses ouvertures relatives  $a/t_0$  d'une vanne de fond selon Naudascher. (Tiré du *Traité de génie civil*, volume 15)