



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

**Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES**

**THEME :**

**ETUDE DE CONCEPTION DES OUVRAGES ANNEXES DU  
BARRAGE REKHOUCHE SUR OUED REKHOUCHE  
(W. KHENCHELA)**

**Présenté par :**  
**BENSARI Islem**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examinateur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
BOUKHELIFA Mustapha	M.C.B	Promoteur

**Session Novembre-2020**

## ملخص

يهدف العمل الحالي الى تحديد أبعاد الهياكل الفرعية لسد رخوش على واد رخوش (لولاية خنشلة)، بما في ذلك هدار الفيضانات الذي يسمح بمرور الفيضانات عبر السد مع التحكم بمستوى المياه داخله، مع ضمان سلامة الممتلكات والأشخاص أسفل السد. إضافة الى برج السحب، المفرغة السفلية وكذلك التحويل المؤقت. للقيام بذلك، كان علينا تحديد جميع العوامل الجيومورفولوجية، المناخية والهيدرولوجية للحوض الهيدرولوجي لموقع السد.

تمت دراسة نوعين من هدار الفيضانات وتم اختيار الأقل تكلفة، إضافة الى برج سحب مدمج في جسم السد وقناة تحويل مؤقت عبره.

## Résumé

Le présent travail vise à dimensionner les ouvrages annexes du barrage Rekhouché sur Oued Rekhouché (Wilaya de Khenchela), dont l'évacuateur de crue adéquat pour permettre le passage des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval, la tour de prise, la vidange de fond ainsi que la dérivation provisoire. Pour ce faire, il nous a fallu définir l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, climatiques et hydrologique du bassin versant du site du barrage. Deux variantes de l'évacuateur ont été étudiées puis nous avons opté pour la variante la moins chère techniquement faisable. La dérivation provisoire a été projeté à travers la digue et une tour de prise intégré dans le corps du barrage.

## Abstract

The present work aims at dimensioning the auxiliary structures of the Rekhouché dam on Wadi Rekhouché (Wilaya of Khenchela) taking into consideration the spillway adequate to allow the passage of floods through the dam by controlling the maximum levels reached by the dam and ensuring the safety of property and people living downstream, the intake tower, the bottom drain as well as the temporary diversion. To do this, we had to define all the parameters: geomorphological, climatic and hydrological of the watershed of the dam site. Two variants of the spillway were studied and then we opted for the one with the lower cost. The temporary bypass was projected through the dam and a catch tower integrated into the body of the dam.

# Table des matières

Liste des figures.....	v
Liste des tableaux .....	vi
Liste des annexes .....	ix
Liste des planches.....	x
INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité et présentation de la zone d'étude .....</b>	<b>2</b>
I.1    Introduction.....	2
I.2    Localisation de l'ouvrage.....	2
I.3    Topographie .....	3
I.4    Géologie et géotechnique.....	3
I.4.1    Généralité.....	3
I.4.2    Stratigraphie .....	5
I.4.3    Tectogenèse .....	6
I.4.4    Géologie de site du barrage .....	6
I.4.5    Reconnaitances réalisées .....	8
I.4.6    Hydrogéologie .....	11
I.4.7    Sismicité .....	13
I.5    Conclusions sur le choix du profil type de barrage .....	13
I.5.1    Conclusions relatives au choix du site de barrage.....	13
I.5.2    Conclusions sur le choix du type de barrage .....	14
<b>Chapitre II : Etude hydrologique.....</b>	<b>17</b>
Introduction .....	17
II.1    Le bassin versant et son complexe.....	17
II.1.1    Délimitation du bassin versant .....	17
II.2    Etude hydro morphologique du bassin versant.....	19
II.2.1    Paramètres morpho-métriques.....	19
II.2.2    Paramètres des reliefs .....	21
II.2.3    Caractéristiques des écoulements dans le bassin versant .....	28
II.3    Etude climatologique .....	34
II.3.1    Température.....	34
II.3.2    Humidité de l'air.....	35
II.3.3    Le vent .....	35

II.3.4	Evaporation.....	35
II.3.5	Pluviométrie .....	35
II.4	Etude des précipitations maximales journalières.....	36
II.4.1	Caractéristique Statiques .....	37
II.4.2	Ajustement statique .....	38
II.4.3	Choix de loi adéquate .....	42
II.4.4	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	43
II.5	Etude des apports .....	45
II.5.1	Apports liquides.....	45
II.5.2	Apport solides et estimation du volume mort.....	48
II.6	Etude des crues .....	50
II.6.1	Détermination des débits maximums fréquentiels .....	50
II.6.2	Hydrogrammes de crues .....	54
II.6.3	Choix de la crue de projet.....	57
II.6.4	Choix de la crue de chantier .....	58
II.7	Etude de régularisation .....	59
II.7.1	Objectif et méthodologie .....	59
II.7.2	Répartition mensuelle des besoins.....	59
II.7.3	Répartition des apports fréquentiels .....	59
II.7.4	Courbes « Hauteurs-Capacités-Surface » .....	59
II.7.5	Calcul du volume utile.....	62
II.8	Laminage des crues.....	68
II.8.1	Principe de la méthode de Muskingum .....	68
II.8.2	Application de la méthode de Muskingum pour largeur de déversoir $b= 60$ m 69	
II.9	Etude d'optimisation.....	72
II.9.1	La revanche.....	72
II.9.2	Le tassement .....	73
II.9.3	La largeur en crête .....	74
II.9.4	Calcul du volume et cout de la digue.....	74
II.9.5	Calcul du cout de l'évacuateur de crues .....	77
II.9.6	Cout total .....	79
II.9.7	Interprétation .....	80
	Conclusion.....	80
	<b>Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur de crues .....</b>	<b>81</b>

III.1	Présentation général de l'évacuateur de crue .....	81
III.1.1	Choix du type de l'évacuateur de crues .....	82
III.1.2	Choix de la rive favorable .....	83
III.2	Evacuateur latérale à déversoir en labyrinthe .....	83
III.2.1	Canal d'approche .....	83
III.2.2	Déversoir .....	84
III.2.3	Coursier .....	87
III.2.4	Bassin de dissipation .....	92
III.2.5	Canal de fuite .....	94
III.3	Evacuateur latéral à en entonnement latéral .....	96
III.3.1	Canal d'approche .....	96
III.3.2	Déversoir .....	96
III.3.3	Auge de réception .....	101
III.3.4	Chenal d'écoulement .....	103
III.3.5	Coursier .....	104
III.3.6	Bassin de dissipation .....	107
III.3.7	Canal du fuite .....	107
	Conclusion .....	108
	<b>Chapitre IV : Conception détaillée de l'évacuateur de crues .....</b>	<b>109</b>
IV.1	Etude de stabilité .....	109
IV.1.1	Stabilité de déversoir .....	109
IV.1.2	Stabilité des murs bajoyers .....	115
IV.2	Calcul de ferrailage .....	117
IV.2.1	Ferrailage du rideau de coursier .....	117
IV.2.2	Ferrailage de la semelle du coursier .....	119
IV.2.3	Ferrailage du radier de déversoir .....	121
	Conclusion .....	122
	<b>Chapitre V : Etude des ouvrages annexes.....</b>	<b>123</b>
V.1	La dérivation provisoire .....	123
V.1.1	Type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	123
V.1.2	Conception de l'ouvrage.....	123
V.1.3	Succession des travaux .....	124
V.1.4	Calcul de la section de la galerie de dérivation .....	124
V.1.5	Laminage de la crue de chantier .....	126
V.1.6	Construction des batardeaux.....	126

V.2	La prise d'eau et la vidange de fond .....	129
V.2.1	Etude de prise d'eau .....	129
V.2.2	Disposition de l'ouvrage de vidange .....	132
<b>Chapitre VI : Organisation de chantier et estimation du devis quantitative et financière</b>		<b>135</b>
	Introduction .....	135
VI.1	Organisation technique et données préparatoire .....	135
VI.2	Les principaux intervenants sur chantier.....	135
VI.3	Ordre d'exécution des travaux .....	136
VI.4	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	136
VI.5	Travaux de réalisation .....	137
VI.6	Les moyens de chantier .....	137
VI.7	Planification .....	139
VI.7.1	Etapes de la planification.....	139
VI.7.2	Plannings des travaux .....	139
VI.7.3	Technique de la planification .....	140
VI.7.4	Méthode de calcul C.P.M .....	141
VI.7.5	Symboles des différentes opérations .....	142
VI.7.6	Détermination du chemins critiques .....	142
VI.8	Devis estimatif.....	143
	Conclusion.....	143
CONCLUSION GENERALE .....		144
Bibliographie .....		145
Annexes .....		147

# Liste des figures

<b>Figure I.1</b>	Emplacement du barrage et sa cuvette .....	2
<b>Figure I.2</b>	Carte interprétative géologique de la région .....	4
<b>Figure I.3</b>	Fossile du coquillage ‘Bivalves – Venericardia’ .....	5
<b>Figure II.1</b>	Délimitation du bassin versant du barrage Rekhouché (w. Khenchela) .....	18
<b>Figure II.2</b>	Carte hypsométrique du bassin versant du barrage Rekhouché (W. Khenchela) .....	22
<b>Figure II.3</b>	paramètres hypsométriques du bassin versant .....	23
<b>Figure II.4</b>	Carte des pentes du bassin versant du barrage Rekhouché (W. Khenchela) .....	25
<b>Figure II.5</b>	Carte du réseau hydrographique .....	30
<b>Figure II.6</b>	Répartition mensuelle de la température .....	34
<b>Figure II.7</b>	Variabilité chronologique des pluies maximales journalières .....	37
<b>Figure II.8</b>	Représentation graphique de l’ajustement à la loi GEV .....	38
<b>Figure II.9</b>	Représentation graphique de l’ajustement à la loi Log Normal .....	40
<b>Figure II.10</b>	Représentation graphique de l’ajustement à la loi Gumbel .....	41
<b>Figure II.11</b>	Pluies de courtes durées de différentes périodes de retours.....	45
<b>Figure II.12</b>	Intensités des pluies de courtes durées de différentes périodes de retours .....	45
<b>Figure II.13</b>	Hydrogrammes d’entrée des différentes périodes de retour .....	57
<b>Figure II.14</b>	Courbe Surface-Hauteur .....	61
<b>Figure II.15</b>	Courbe Capacité-Hauteur .....	61
<b>Figure II.16</b>	Courbe Capacité-Surface .....	61
<b>Figure II.17</b>	Représentation graphique de l’hydrogramme d’entrée et de sortie .....	68
<b>Figure II.18</b>	Courbe caractéristique de la cuvette .....	71
<b>Figure II.19</b>	Hydrogramme d’entrée et de sortie .....	71
<b>Figure II.20</b>	Coût Total du barrage .....	79
<b>Figure III.1</b>	Abaque pour la conception des labyrinthes Weir (Hay & Taylor, 1970) .....	85
<b>Figure III.2</b>	Vue générale du déversoir labyrinthe (Khatsuria, 2004) .....	86
<b>Figure III.3</b>	Schéma du crête arrondi du déversoir labyrinthe (CETMEF, 2005) .....	86
<b>Figure III.4</b>	Graphique de la ligne d’eau .....	90
<b>Figure III.5</b>	Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Durand, et al., 1999).....	94
<b>Figure III.6</b>	Schéma détaillé du déversoir standard type WES à paroi amont vertical.....	97
<b>Figure III.7</b>	Abaque calcul des paramètres A et B du profil amont du déversoir .....	98
<b>Figure III.8</b>	Profil déversoir type WES.....	101
<b>Figure III.9</b>	Profil en long du canal latéral .....	103
<b>Figure III.10</b>	Graphique de la ligne d’eau .....	106
<b>Figure IV.1</b>	Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir ....	109
<b>Figure IV.2</b>	Pré-dimensionnement du déversoir .....	111
<b>Figure IV.3</b>	Epure des sous pressions dynamiques .....	112
<b>Figure IV.4</b>	Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle.....	114
<b>Figure IV.5</b>	Les forces agissantes sur les murs bajoyers .....	116
<b>Figure IV.6</b>	Calcul de ferrailage du coursier.....	117
<b>Figure V.1</b>	Courbe de tarage. ....	125
<b>Figure V.2</b>	Schéma du batardeau .....	128

# Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b>	Paramètres du bassin versant de l’oued de Rekhoucha .....	3
<b>Tableau I.2</b>	Caractéristiques de l’oued Rekhoucha.....	3
<b>Tableau I.3</b>	Les puits de reconnaissance réalisés avec leur emplacement et la profondeur .....	9
<b>Tableau I.4</b>	Les sondages réalisés .....	9
<b>Tableau I.5</b>	Les piézomètres installés .....	10
<b>Tableau I.6</b>	Profondeur du niveau de l’eau souterraine et dates de mesure.....	11
<b>Tableau I.7</b>	Aperçu des investissements nécessaires et les prix économiques de l’eau livrée au pied du barrage pour les types des barrages analysés et leurs ouvrages annexes .....	14
<b>Tableau II.1</b>	Résultats des paramètres morphométriques .....	21
<b>Tableau II.2</b>	Paramètres hypsométriques du bassin versant .....	23
<b>Tableau II.3</b>	Les différentes altitudes caractéristiques du bassin versant.....	24
<b>Tableau II.4</b>	Classification du relief (O.R.S.T.O.M) .....	26
<b>Tableau II.5</b>	Calcul de la pente de Roche. ....	27
<b>Tableau II.6</b>	Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau. ....	27
<b>Tableau II.7</b>	Les types de reliefs en fonction de Dénivelée spécifique. ....	28
<b>Tableau II.8</b>	Les différents indices de pentes .....	28
<b>Tableau II.9</b>	Longueur des cours d’eau .....	31
<b>Tableau II.10</b>	Le temps de concentration calculé par les différentes formules .....	32
<b>Tableau II.11</b>	Les différents paramètres du réseau hydrographique.....	33
<b>Tableau II.12</b>	Récapitulatif des caractéristiques hydro-morphologiques du bassin versant d’Oued Rekhoucha.....	33
<b>Tableau II.13</b>	Températures moyennes mensuelles en °C.....	34
<b>Tableau II.14</b>	Humidité relative moyenne à Khenchela .....	35
<b>Tableau II.15</b>	Vitesses moyennes du vent en m/s.....	35
<b>Tableau II.16</b>	Evaporation station Khenchela .....	35
<b>Tableau II.17</b>	Station pluviométrique .....	35
<b>Tableau II.18</b>	Répartition mensuelle moyenne interannuelle de la précipitation .....	36
<b>Tableau II.19</b>	Série des pluies maximales journalières de la station de BOUHMAMA .....	36
<b>Tableau II.20</b>	Caractéristiques statiques de la série Pjmax.....	37
<b>Tableau II.21</b>	Les paramètres de la loi GEV .....	39
<b>Tableau II.22</b>	Quantiles théoriques de GEV .....	39
<b>Tableau II.23</b>	Les paramètres de la loi de log normal. ....	40
<b>Tableau II.24</b>	Quantiles théoriques de log normal.....	40
<b>Tableau II.25</b>	Les paramètres de la loi de Gumbel.....	41
<b>Tableau II.26</b>	Quantiles théoriques de Gumbel .....	41
<b>Tableau II.27</b>	Valeurs critique pour le test d’Anderson-Darling.....	42
<b>Tableau II.28</b>	Méthode de calcul du p-value pour le test d’Anderson-Darling .....	42
<b>Tableau II.29</b>	Résultats du test d’Anderson-Darling .....	43
<b>Tableau II.30</b>	Pluies de courte durée et intensités de pluie pour différentes fréquences.....	44
<b>Tableau II.31</b>	Résultats du calcul de l’apport moyen annuel par les différentes méthodes....	46
<b>Tableau II.32</b>	Résultats du calcul des caractéristiques d’écoulement.....	48
<b>Tableau II.33</b>	Différentes valeurs de $\alpha$ .....	49
<b>Tableau II.34</b>	Résultats de calcul de volume mort .....	50

<b>Tableau II.35</b>	Résultats de calcul des débits par la méthode GRADEX .....	54
<b>Tableau II.36</b>	Récapitulatif du calcul du débit (en m <sup>3</sup> /s) par les différentes méthodes .....	54
<b>Tableau II.37</b>	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	55
<b>Tableau II.38</b>	Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours .....	55
<b>Tableau II.39</b>	Crue de projet recommandée .....	58
<b>Tableau II.40</b>	Répartition mensuelle des besoins en eau (Mm <sup>3</sup> ) .....	59
<b>Tableau II.41</b>	Répartition des apports fréquents .....	59
<b>Tableau II.42</b>	Courbes topographiques et volumétrique .....	60
<b>Tableau II.43</b>	Résultats de calcul de la période de bonne hydraulité .....	63
<b>Tableau II.44</b>	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	63
<b>Tableau II.45</b>	Calcul des pertes .....	64
<b>Tableau II.46</b>	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes .....	65
<b>Tableau II.47</b>	Calcul des pertes, première itération .....	66
<b>Tableau II.48</b>	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes .....	67
<b>Tableau II.49</b>	Calcul de la courbe caractéristique du barrage .....	70
<b>Tableau II.50</b>	Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum .....	72
<b>Tableau II.51</b>	Résultats des calculs de la revanche .....	73
<b>Tableau II.52</b>	Calcul de tassement pour les différentes largeurs de déversoir .....	73
<b>Tableau II.53</b>	Résultats de calcul des largeurs en crête obtenues les formules précédentes ..	74
<b>Tableau II.54</b>	Résultats de calculs du coût de la digue pour une largeur déversoir B=60 m .	75
<b>Tableau II.55</b>	Résultats de calculs du coût de la digue pour différentes largeurs déversoir...	76
<b>Tableau II.56</b>	Coût du déversoir .....	77
<b>Tableau II.57</b>	Coût du coursier. ....	78
<b>Tableau II.58</b>	Coût total du barrage .....	79
<b>Tableau II.59</b>	Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage .....	80
<b>Tableau III.1</b>	Résultats du calcul de la ligne d'eau .....	88
<b>Tableau III.2</b>	Hauteur des murs bajoyers .....	91
<b>Tableau III.3</b>	Vérification de phénomène d'aération .....	92
<b>Tableau III.4</b>	Choix du type de bassin de dissipation (Durand, et al., 1999) .....	92
<b>Tableau III.5</b>	Récapitulatif du calcul de canal d'approche .....	96
<b>Tableau III.6</b>	Valeurs des paramètres K et n de l'équation (III.28) .....	97
<b>Tableau III.7</b>	Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale .....	98
<b>Tableau III.8</b>	Coordonnées du parement aval du déversoir .....	99
<b>Tableau III.9</b>	Coordonnées du parement amont du déversoir .....	100
<b>Tableau III.10</b>	Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale .....	100
<b>Tableau III.11</b>	Résultats du calcul du canal latéral .....	102
<b>Tableau III.12</b>	Résultats du calcul de la ligne d'eau .....	102
<b>Tableau III.13</b>	Résultats du calcul de la ligne d'eau .....	104
<b>Tableau III.14</b>	Hauteur des murs bajoyers .....	106
<b>Tableau III.15</b>	Vérification de phénomène d'aération .....	107
<b>Tableau III.16</b>	récapitulatif du calcul de canal de fuite .....	107
<b>Tableau IV.1</b>	Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh .....	112
<b>Tableau IV.2</b>	Résultats de calcul des forces .....	113
<b>Tableau V.1</b>	Calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation .....	124
<b>Tableau V.2</b>	Résultats du laminage de la crue de chantier par la méthode de Muskingum..	126

<b>Tableau V.3</b> Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue (Ministère de l'agricultur française, 1977).....	127
<b>Tableau V.4</b> Etat de la distribution mensuelle de la demande .....	130
<b>Tableau V.5</b> L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés.....	133
<b>Tableau V.6</b> Temps de vidange pour différents diamètres .....	134
<b>Tableau VI.1</b> Symboles des opérations.....	142
<b>Tableau VI.2</b> Devis estimatif des travaux .....	143

# Liste des annexes

<b>Annexe I.1</b> tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire des échantillons du sol des zones d'emprunt d'argile potentielles .....	I
<b>Annexe II.1</b> Hydrogramme laminé $b=60$ m.....	II
<b>Annexe II.2</b> Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs $b$ .....	V
<b>Annexe III.1</b> Les vitesses d'approche admissible en fonction du type de sol.....	X

# Liste des planches

**Planche N° 1 :** Plan d'aménagement du barrage Rekhouché (W. Khenchela);

**Planche N° 2 :** Coupes types et Profil en long de l'évacuateur de crue ;

**Planche N° 3 :** Plan guide génie civil de la tour de prise ;

**Planche N° 4 :** Coupes types et Profil en long de la vidange de fond ;

**Planche N° 5 :** Plan d'aménagement du barrage Rekhouché (W. Khenchela) ;

**Planche N° 6 :** Plan du réseau et diagramme de GANTT ;

**Planche N° 7 :** Coupe géologique de l'axe du barrage du barrage Rekhouché (W. Khenchela).

## INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie, situé Nord-Ouest du continent Africain est caractérisé par l'importance de l'altitude de ses montagnes, par son climat qui varie d'un climat méditerranéen au nord à saharien au sud. Cela se traduit par une décroissance des précipitations en allant du Nord au Sud.

Ce climat met l'Algérie dans un défi d'assurer sa sécurité d'alimentation en eau. Pour cela, l'Agence National des Barrages et Transferts –A.N.B.T- a lancé plusieurs projets de construction de barrages et retenues. L'un de ces projets est le barrage de Rekkouche construit sur l'oued portant le même nom. La destination de la future retenue est d'assurer les besoins en eau potable de la population locale, ainsi que les quantités d'eau suffisantes pour l'irrigation des périmètres de Kheirane et Chechar, situés à l'aval du barrage.

La construction des barrages est toujours accompagnée par la construction de ses ouvrages annexes. Ces ouvrages sont prépondérants lors de l'étape de construction (Dérivation provisoires) et aussi lors de l'exploitation (Evacuateur de crue, tour de prise et vidange de fond).

L'objectif de ce travail est d'étudier les différentes variantes des ouvrages annexes adéquates (dérivation provisoire, évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) afin de permettre le passage des crues à travers le barrage de Rekkouche, en contrôlant les cotes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval, et vérifier sa faisabilité. Le dimensionnement est fait en choisissant les variantes qui représenteront la meilleure solution technique et économique.

Dans cette étude, le plan à suivre se scinde en six parties séquentielles à savoir :

La première partie sera dédiée à la présentation de la zone d'étude avec une synthèse de l'étude de faisabilité de la digue du barrage de Rekkouche. Ainsi que l'élaboration du rapport géologique et géotechnique du site, afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de ce barrage, aussi la détermination de la structure géo mécanique du sous-sol de fondation.

Dans la deuxième partie, une étude hydrologique par la détermination des apports annuels a été établie, ainsi qu'une étude de la régularisation et laminages des crues. Toutes ces études sont nécessaires au dimensionnement des ouvrages annexes tel que l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire et la vidange de fond.

Dans la troisième partie, une étude de variante de l'évacuateur de crue (canal d'aménée, Déversoir, coursier et bassin d'amortissement) sera détaillé en étudiant deux différentes variantes de ce dernier. Le choix des variantes dépend essentiellement des critères topographiques, géologiques et économiques. Ensuite, une étude de stabilité sera détaillée pour la variante adopté.

Dans la quatrième partie, une étude détaillée des ouvrages annexes (dérivation provisoire, tour de prise et vidange de fond).

La dernière partie sera consacré à l'organisation de chantier, l'évaluation des délais de construction ainsi qu'une estimation du devis financier.

## Chapitre I

# SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE ET PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

## I.1 Introduction

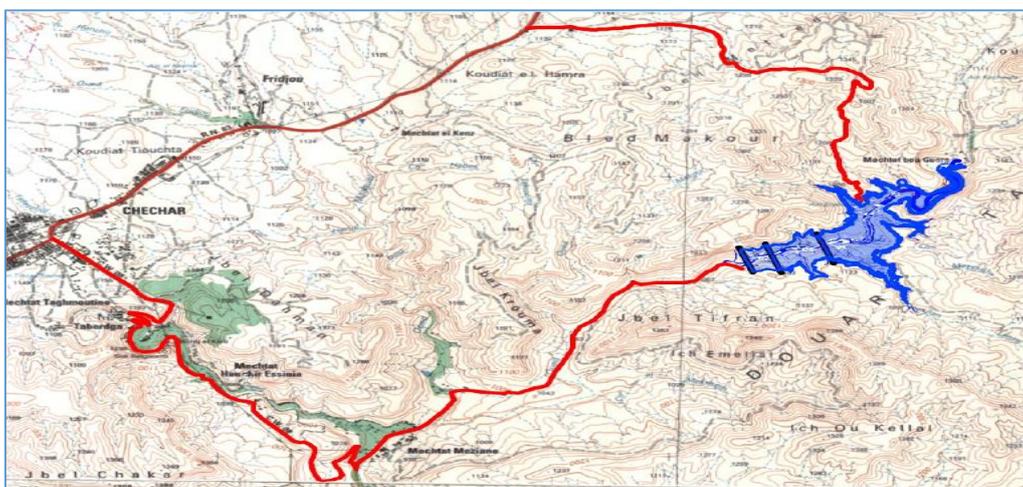
L'objectif principale dans l'étude de faisabilité était initialement l'analyse des possibilités de projection d'un barrage sur l'Oued Rekhouché, pour mobiliser les ressources naturelles dans la wilaya de Khenchela ; cette étude est élaborée en 2016 par les soins d'ENERGOPROJEKT-HIDROINZENJERING, société anonyme pour études, conseils et ingénierie des ouvrages et aménagements hydro-énergétiques, dans le cadre de l'étude d'avant-projet sommaire du barrage, dont l'objectif est le stockage des eaux s'écoulant dans l'Oued, afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la région et l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.

## I.2 Localisation de l'ouvrage

Le site du barrage de Rekhouché se situe à 45 Km au sud de chef-lieu de la wilaya de Khenchela. La ville la plus proche est Chechar (ex Taberdga) qui est éloigné de 8 km à l'ouest. Les coordonnées approximatives du site du barrage dans le système de coordonnées d'Algérie, de la zone UTM 32 sont :

$$X = 326\,690,00\text{ m} \quad Y = 3\,878\,790,00\text{ m} \quad Z = 1\,030,00\text{ m. NGA}$$

Le site du barrage de Rekhouché est prévu sur l'oued de Rekhouché, l'affluent de l'oued Bidjer qui alimente en eau Chott Melrhir. L'oued Rekhouché court en parallèle avec l'oued Hariba qui alimente le réservoir du barrage de Babar (Nord-Ouest). Jusqu'à l'emplacement du site du barrage on accède le long de la route nationale RN°38 de Khenchela dans la direction de Babar et on continue vers Chechar. Avant d'arriver à l'agglomération de Chechar, à 6 km à peu près, il faut tourner à gauche sur une piste en macadam. Par cette piste en macadam, dans une longueur de 8 km, par la charnière de la ligne de crête du bassin versant de Rekhouché, on arrive au site du barrage.



(Source ANBT)

**Figure I.1** Emplacement du barrage et sa cuvette (partie de la carte topographique vue en plan (1/200 000).

### I.3 Topographie

Le site du barrage de Rekhouché se trouve sur l'oued de Rekhouché, qui est un affluent de l'oued Bidjer qui alimente le Chott Melrhir. L'oued Rekhouché coule en parallèle avec l'oued Hariba, qui alimente la retenue du barrage de Babar (nord-ouest).

Le bassin versant hydrologique de l'oued de Rekhouché comprend une superficie de 317.0 km<sup>2</sup>. Le bassin versant est de forme allongée, orienté NE-SW. Il dispose d'un réseau hydrographique très développé pour les conditions d'Algérie.

La longueur du cours principal de l'oued de Rekhouché est de 39.0 km, à compter des sources des cours d'eau se trouvant à des altitudes dépassant 1500 NGA, jusqu'au site du barrage. La pente naturelle du cours principal est de 1.15% et la pente aplanie est de 0.92%.

Les caractéristiques physiques principales du bassin versant de Rekhouché sont les suivantes :

**Tableau I.1** Paramètres du bassin versant de l'oued de Rekhouché

Caractéristique	Unité	Valeurs
Superficie du bassin versant	Km <sup>2</sup>	317
Périmètre	Km	94
Indice de compacité	-	1.49
Altitude minimale	m	1030
Altitude maximale	m	1621
Altitude moyenne	m	1320
Densité de drainage	Km/km <sup>2</sup>	0.84

(Source : A.N.B.T)

**Tableau I.2** Caractéristiques de l'oued Rekhouché

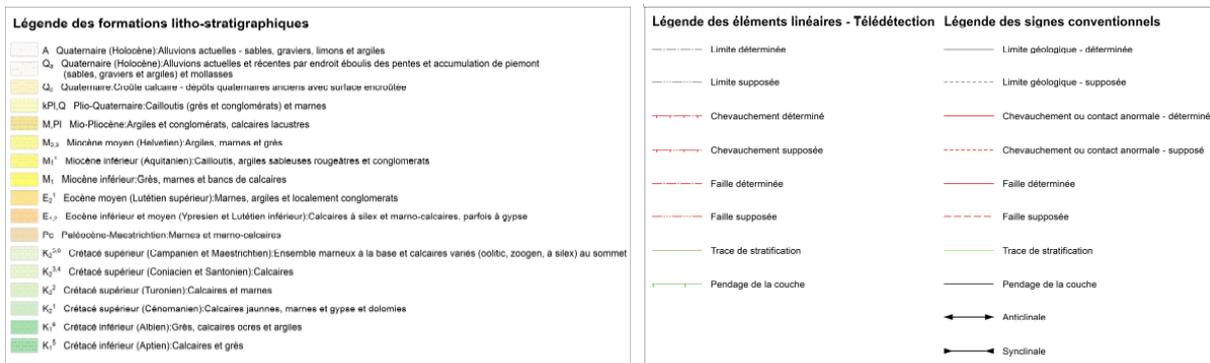
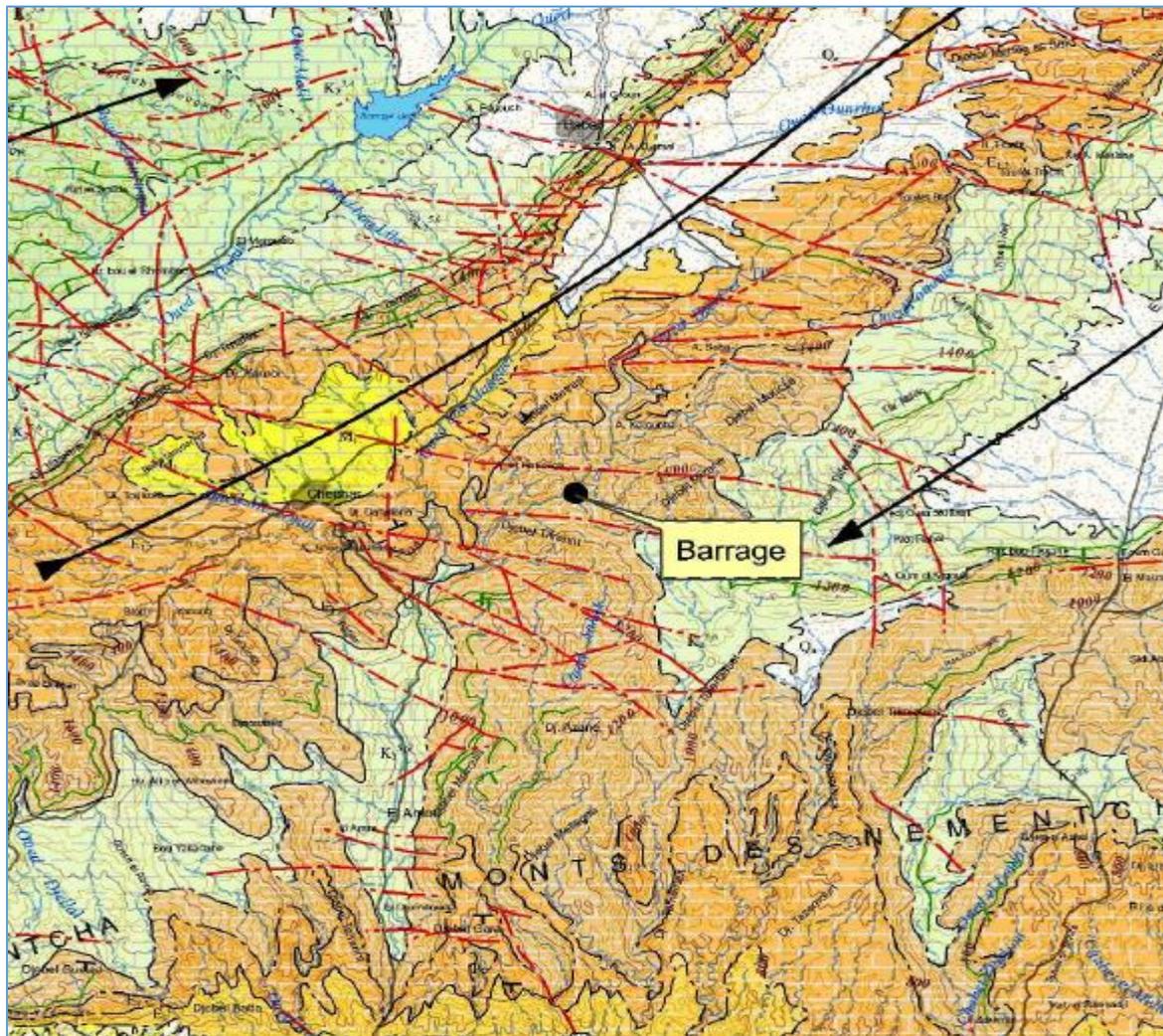
Caractéristiques	Valeurs
Longueur talweg	39.0 km
Pente naturelle	1.15%
Pente aplanie	0.92%

(Source : A.N.B.T)

### I.4 Géologie et géotechnique

#### I.4.1 Généralité

Les caractéristiques régionales géologiques du terrain ont été prises de la carte géologique interprétative du nord de l'Algérie à l'échelle 1/200 000. Le segment de la carte géologique interprétative, réalisée dans le cadre de l'étude géologique, géotechnique et de sismicité est présenté ci-après.



(Source A.N.B.T)

Figure I.2 Carte interprétative géologique de la région (1/200 000)

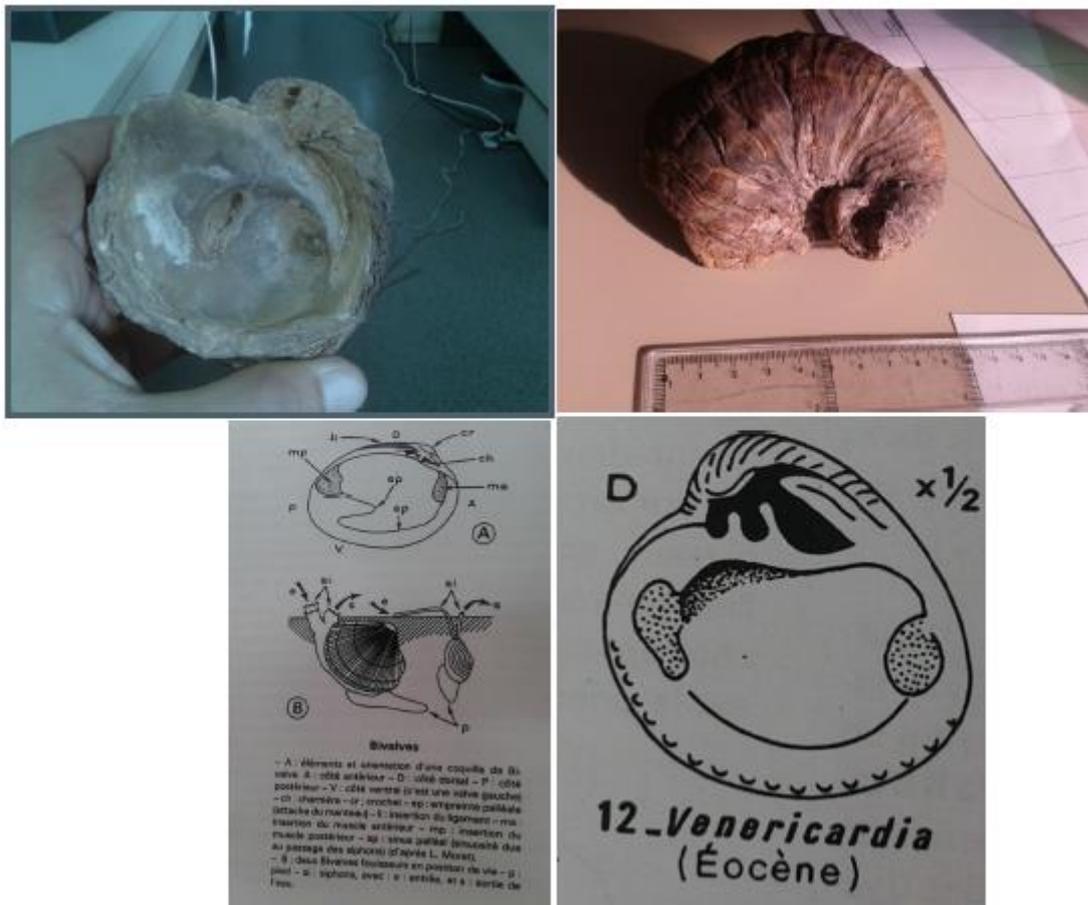
Le site du barrage Rekhouché se situe dans la partie méridionale de la wilaya de Khenchela au niveau du passage vers la chaîne de montagnes de Namentcha dont la limite se trouve au sud (vers le Sahara). Y sont distinguées deux structures de plis :

- Synclinal de Chechar à l'ouest où il y a des sédiments de l'âge miocène ;
- Anticlinal d'El Outagourt à l'est où il y a des sédiments de l'âge crétacé.

## I.4.2 Stratigraphie

Le site de barrage se situe sur l'aile orientale de l'anticlinal où le terrain est composé de marnes et marno-calcaires de l'âge Paléocène (*Pc*). Cette série marneuse, intercalée avec des couches fracturées de calcaire, repose sur un ensemble marneux à la base et calcaires variés (oolitique, zoogène, à silex) au sommet, de l'âge du Crétacé supérieur (Campanien et Maestrichtien –  $K_2^{5,6}$ ) qui apparaissent au sommet de cet anticlinal, à l'est du site de barrage.

L'âge géologique des couches du Paléocène (*Pc*) n'est pas confirmé avec certitude, parce que les analyses paléontologiques n'ont pas été faites sur ces sédiments. Lors de la réalisation des levés géologiques du barrage et de la retenue, dans le lit de l'oued, ils ont trouvé un fossile du coquillage "Bivalves - *Venericardia*" qui d'après les données de la littérature appartient à l'âge de l'éocène. Ces coquillages ont été probablement apportés par l'oued depuis les parties plus élevées du terrain, ce qui nous fait supposer que dans les parties plus élevées du terrain il y a des couches de l'âge de l'éocène.



(Source A.N.B.T)

**Figure I.3** Fossile du coquillage 'Bivalves – *Venericardia*'

Les couches paléocènes sont légèrement – subhorizontalement inclinées vers le NO et plongent sous les calcaires à sile et marno-calcaires de l'âge de l'Eocène inférieur et moyen (Yprésien et Lutétien inférieur –  $E_{1,2}$ ) qui se trouvent au milieu du synclinal de Chechar à l'ouest du site de barrage. Le paléocène (*Pc*) émerge de nouveau à la surface le long d'une crête à proximité de la localité de Babar.

Au niveau du synclinal de Chechar, à l'ouest le terrain est constitué d'argiles et de marnes, dans le cadre desquelles il y a des couches de calcaires grés et conglomérats de l'âge miocène ( $M_1$ ).

### **I.4.3 Tectogenèse**

D'après la carte interprétative géologique du nord de l'Algérie, les directions tectoniques de failles sont orientées vers ONO-ESE et elles sont très prononcées dans le relief, ce qui est évident aussi sur les images de l'air (Google Earth), et l'oued Rekhouché coule dans la zone d'étude dans toutes les directions, en coupant le terrain composé de sédiments susmentionnés de Paléocène ( $Pc$ ).

Les structures de faille ont été détectées sur la base de la reconnaissance géologique du terrain, des sondages de reconnaissance, des prospections géophysiques et de l'analyse du terrain au moyen du logiciel Google Earth.

La géologie des rives gauche et droite de l'oued Rekhouché au droit du site de barrage est assez diverse. La pente droite est plus raide, et dans le cadre des marnes, représentant le membre lithologique dominant, il y a des couches de calcaires et de grés qui sont solides et visibles dans le relief. Le pendage de ces couches est doux (sous l'angles de 100 environ) vers le nord-ouest. Sur la rive gauche prédominent les sédiments marneux, à la surface il n'y a pas de couches de calcaire ni de grés qui sont visibles sur la rive droite. Du point de vue de la morphologie, la pente du terrain est assez irrégulière et elle coupée de revins parmi lesquels il y a ceux dont la direction est orientée vers le nord-ouest (direction qui correspond à la direction de la faille).

L'oued Rekhouché coule du nord vers le sud. Dans cette partie du terrain, à une longueur de 7 km environ jusqu'à Mezayene Chechar, il change sa direction et coule vers le sud-ouest. Après Mezayene Chechar l'oued Rekhouché continue vers le sud. On suppose que l'oued Rekhouché a changé sa direction dans cette partie du terrain, juste à cause de la tectonique, à savoir à cause de la formation des failles.

### **I.4.4 Géologie du site du barrage**

Les conditions géologiques générales sont :

- **Lithologie des formations représentées**

Dans la composition et la structure géologique du terrain au niveau du site de barrage Rekhouché entrent les marnes, les calcaires et les grés Paléocène ( $Pc$ ) ainsi que la couverture quaternaire ( $Q$ ).

Au-dessous des couches paléocènes se trouvent les couches crétacées, et au-dessus, dans les parties plus élevées du terrain il y a des sédiments éocènes. Les limites de ces formations géologiques ne sont pas déterminées, et pour le faire il était nécessaire de réaliser les reconnaissances géologiques de grande envergure, ainsi que les études paléontologiques.

En général, l'oued Rekhouché a creusé son lit dans les sédiments marneux subhorizontaux qui alternent souvent avec les couches de calcaire et dans une moindre mesure avec les couches de grés. L'épaisseur des couches de calcaire varie et des fois elle fait même une dizaine de mètres. L'alternance des marnes et des calcaires est fréquente, rythmique et peut être suivie le long de tout le profil ouvert sur la rive droite. La rive droite est plus raide les

affleurements du substratum à la surface du terrain. A cause d'un degré différent d'altération (les marnes sont susceptibles d'altération, tandis que les calcaires sont des roches dures, faiblement susceptibles d'altération), les affleurements de calcaires se distinguent sur la rive droite et leur direction peut être suivie sur plusieurs centaines de mètres.

Dans le cadre des sédiments quaternaires se distinguent les membres lithostratigraphiques suivants :

- Alluvions : le dépôt alluvial dans le lit de l'oued est hétérogène, le gravier est généralement d'une granulation variée et le débit solide présente un taux important des composantes limoneuses. En plus du gravier, y sont présents aussi les grands blocs de roches arrondis. L'épaisseur estimée va jusqu'à 3 m.
- Le sol diluvial-colluvial : fragments de la roche de nature calcareuse et gréseuse, matériaux hétérogènes avec un taux important de la composante limoneuse. La rive gauche est généralement couverte de ces sédiments, mais on peut les trouver aussi à certains endroits au pied de la rive droite. L'épaisseur de ces sédiments va jusqu'à 5 m.
- Terrasse de l'oued : dans le cadre des sédiments de terrasse, on distingue deux membres lithologiques. Il s'agit principalement des argiles silto-limoneuses et des graviers de grains grossiers d'une granulation irrégulière. L'épaisseur de ces sédiments s'élève à 8 m et la largeur des terrasses va jusqu'à 60 m.

Dans le cadre des sédiments du Paléocène (*Pc*) se différencient les membres lithostratigraphiques suivants :

- Calcaires : Roches dures, compactes et faiblement fissurées, généralement de couleurs gris clair.
- Alternance des marnes, calcaires et grès. Alternance des marnes avec les calcaires et les grès. Paquets d'une épaisseur de 5m.
- Alternance des calcaires et marnes. Les calcaires alternent rythmiquement avec les marnes et forment les paquets de 10 m d'épaisseur.
- Marnes de couleur gris foncé, gris clair et gris-jaune. C'est le membre lithologique le plus présent. Elles alternent successivement avec les autres membres lithologiques formant les paquets lithologiques atteignant 60 m d'épaisseur. Dans la partie superficielle et au niveau de l'oued, les marnes sont altérées et fissurées. A cause d'un haut degré d'altération, les couches de marnes sont susceptibles d'entraînement et d'érosion.

Dans cette étude, deux zones d'emprunt d'argile potentielles et un site potentiel pour la carrière ont été pris en compte. Les zones d'emprunt d'argile sont situées le long de la RN 83 et sont représentées par des formations deluvio-alluviales du Quaternaire dans lesquelles les argiles sont les plus représentées. La carrière potentielle est située en aval du site du barrage et il est principalement représentée par les calcaires du Paléocène.

#### • **Tectonique du site de Rekhouché**

Le site de barrage Rekhouché se trouve sur l'aile orientale de l'anticlinal d'El Outagourt. Les pendages (mesurées statistiquement) sont 330/10 et sont orientées vers le nord-est et le sud-ouest avec une petite rotation d'azimut dans la partie aval de la zone étudiée.

En ce qui concerne la tectonique au droit du site de barrage, il faut souligner qu'en aval du sondage PF-9, une faille a été constatée suite aux levés géologiques du terrain. Au niveau des sondages PF-2 et PF-6, lors de leur réalisation, une zone tectonisée a été atteinte, en indiquant l'existence des failles. Les prospections géophysiques montrent aussi la possibilité d'existence des failles, surtout en rive gauche. Le long du cours d'eau, au niveau du profil 1, il n'y a pas de faille. La stratification au niveau des sondages PF-2 et PF-6 est normale et il existe une corrélation entre les strates.

L'existence d'une faille à proximité du sondage PF-2 est une des explications possibles pour la grande perméabilité, enregistrée au niveau de ce sondage. Les failles sont présentées sur la carte géologique et les coupes du terrain.

Dans l'étude de faisabilité, afin de sélectionner le meilleur site de barrage, un levé géologique détaillé du terrain a été réalisée aux emplacements où les sites des barrages ont été analysés. Dans la zone d'observation étroite, aucun changement régional n'a été noté, à la fois en termes de composition tectonique du terrain et en termes de direction des couches. À savoir, la direction des couches est uniforme avec les éléments statistiques moyens de pendage de 280/10, qui ont été constatés à la fois du côté gauche de la vallée et du côté droit. En outre, la zone de la cuvette ne pouvait pas être soumise au levé géologique de manière détaillée en raison de problèmes techniques et administratifs. Une présentation détaillée de la composition tectonique du terrain et de la zone de la future retenue, présenté dans le canevas de Schmidt, devrait être établi au stade de la réalisation de l'étude d'APD de la DPA.

## **I.4.5 Reconnaissances réalisées**

### **I.4.5.1 Essais in situ**

Sur le site du barrage sur l'oued Rekhoucha et dans la zone de retenue, il a été achevé une campagne de reconnaissances géologiques dans le cadre de l'Etude de faisabilité. Les travaux réalisés au cours de la prospection géologique et géotechnique sont :

- **Puits de reconnaissance :**

De 3 mètres de profondeur au droit de la fondation du barrage. A partir des puits de reconnaissance, on a prélevé des échantillons remaniés pour les essais de laboratoire. Au total, il a été réalisé 24 puits de reconnaissance, parmi lesquels 4 puits de reconnaissance au droit du site de barrage, et 20 puits de reconnaissance qui ont été réalisés au niveau des zones d'emprunt des argiles.

- **Sondage :**

La réalisation de sept (7) sondages de reconnaissance avec le carottage continu, dont la profondeur varie entre 40.00 m et 60.00 m. La profondeur totale pour tous les sondages de reconnaissance réalisés avec le carottage est de 320,00 m.

La réalisation de quatre (4) sondages sans carottage pour les besoins de réalisation des essais pressiométriques. La profondeur des sondages va de 20 à 30 mètres. La profondeur totale des sondages sans carottage pour les essais pressiométriques est de 100 mètres.

**Tableau I.3** Les puits de reconnaissance réalisés avec leur emplacement et la profondeur

Puits	Coordonnées			Profondeur (m)
	X	Y	Z	
Zone du barrage				
P-1	326701.44	3878724.55	1040	3
P-2	326542.6	3878672.9	1040	3
P-3	326324.39	3878607.01	1038	2.8
P-4	326176.71	3878567.65	1036	2.8
Zone d'argile A5 :				
P-6	321976.74	3881356.52	1103	3
P-7	322020.69	3881404.16	1103	3
P-8	322126.89	3881445.01	1111	3
P-9	322223.91	3881453.20	1110	3
P-10	322282.44	3881397.33	1110	-
P-11	322272.78	388130.79	1106.5	2
P-12	322290.19	3881198.45	1100	2.5
P-13	322291.91	3881130.99	1098	1
P-14	322012.55	3881242.91	1102	1.4
P-15	322179.61	3881291.67	1106	0.6
P-16	322109.74	3881354.65	1108	3
Zone d'argile A6 :				
P-16 bis	323251.86	3882376.17	1124	2
P-17	323326.62	3882423	1126	1.7
P-18	323358.08	3882480.1	1129	3
P-19	323214.32	3882527.07	1130	3
P-20	323463.66	3882598.28	1129	3
P-21	323535.42	3882564.12	1129	2
P-22	323476.24	3882505.54	1127	2.2
P-23	323427.08	3882449.86	1128	3
P-24	323767.25	3882595.21	1134	2.2
P-25	323737.13	3882542.22	1133	1.3

(Source : A.N.B.T)

**Tableau I.4** Les sondages réalisés

N° du sondage	Position	Coordonnées UTM		Elévation Z	Inclinaison (degré)	Profondeur totale (m)
		X	Y			
<b>PF2</b>	Profil 1 : sur le flanc gauche	326726.85	3878708.83	1039.86	90	60.00
<b>PF'2</b>	Sondage pressiométrique	326726.85	3878708.83	1039.86	90	30.00
<b>PF3</b>	Profil 1 : sur le lit de l'oued	326693.11	3878789.22	1030.49	90	40.00
<b>PF'3</b>	Sondage pressiométrique	326693.11	3878789.22	1030.49	90	20.00
<b>PF6</b>	Profil 1-2 : sur le flanc gauche	326145.09	3878541.06	1040.22	90	60.00
<b>PF'6</b>	Sondage pressiométrique	326145.09	3878541.06	1040.22	90	30.00
<b>PF9</b>	Profil 2 : sur le lit de l'oued	325765.67	3878418.24	1016.35	90	40.00
<b>PF'9</b>	Sondage pressiométrique	325765.67	3878418.24	1016.35	90	20.00
<b>F11</b>	Carrière N°1	326831.35	3878760.5	1034.36	90	40.00
<b>F12</b>	Carrière N°2	323628	3876416	1004	90	40.00
<b>F13</b>	Carrière N°3	323593	3876354	1007	90	40.00
					<b>Totale</b>	<b>420.00</b>

(Source : A.N.B.T)

- **Essais de perméabilité :**

L'essai de perméabilité a été réalisé dans les sondages au niveau du site de barrage par la méthode d'injection de l'eau dans le sondage – essai Lefranc et par la méthode d'injection de l'eau dans le sondage sous pression – essai Lugeon.

- Essais Lefranc : L'essai Lefranc a eu pour but l'examen de la perméabilité des zones de surface au niveau de 3 sondages au total (PF3, PF6 et PF9). Il a été examiné 6 tranches de 0.5 m de longueur chacune. Les essais ont été réalisés en conformité avec : NF P 94-132.
- Essais Lugeons : Les essais Lugeon ont été réalisés en vue de déterminer la perméabilité de la roche au niveau des sondages de reconnaissance réalisés au niveau du site de barrage. Les essais devraient fournir les données sur la base desquelles il faut dimensionner le voile d'injection au-dessous du barrage. Les essais ont été réalisés en conformité avec la norme : NF P 94-131.
- Au total, il a été réalisé 29 essais dans 4 sondages de reconnaissance.

- **Essais SPT :**

Parallèlement avec la foration, au niveau de 4 sondages il a été réalisé 12 essais de pénétration standard. Les essais SPT ont été réalisés dans les sondages PF2, PF3, PF6 et PF9.

- **Essais pressiométriques :**

Quatre (4) sondages destructifs ont été réalisés (PF'2, PF'3, PF'6 et PF'9) à côté des sondages de reconnaissance portant le même nom, déjà réalisés. Quatorze (14) essais pressiométriques a été réalisés.

- **Installation des piézomètres :**

Dans les sondages réalisés au niveau du site de barrage, les piézomètres ont été installés pour les besoins des mesures des niveaux des eaux souterraines. Au total, il a été installé 200 mètres de piézomètres.

**Tableau I.5** Les piézomètres installés

Référence sondage carotté	Quantité de pose piézométrique « ml »
PF-02	60
PF-03	40
PF-06	60
PF-09	40

(Source : A.N.B.T)

#### I.4.5.2 Essais au laboratoire

Le programme des essais de laboratoire a pour but la détermination des propriétés des matériaux et de leur comportement dans la zone d'étude :

- Les matériaux des sondages réalisés dans l'emprise du barrage, pour déterminer la portance, la perméabilité de la roche, etc. Il a été prélevé 8 échantillons des sondages : PF2, PF3, PF6 et PF9 qui ont été soumis aux essais de la résistance uni-axiale à la pression.

- Les matériaux d'origine des puits et des sondages de reconnaissance réalisés dans les zones d'emprunt en vue de déterminer leurs propriétés mécaniques et chimiques, ces derniers étant prévus pour la réalisation du noyau argileux du barrage. Au niveau de la zone d'emprunt A5, on a prélevé et soumis aux essais 10 grands échantillons remaniés et 6 qui sont petits. A partir de la zone d'emprunt A6, il a été prélevé 11 grands échantillons remaniés et 6 petits échantillons. Deux échantillons du sondage F13 (4.15-4.30 et 8.9-9.1), et un échantillon du sondage PF3, ont été soumis aux essais pour les besoins de réalisation du noyau argileux du barrage.
- Les matériaux des sondages de reconnaissance réalisés dans les zones de la carrière potentielle pour la détermination de leurs propriétés mécaniques et chimiques, prévus à être utilisés dans le remblai du barrage et comme granulats pour la fabrication du béton. Trois échantillons prélevés des sondages F-11, F-12 et F-13 ont été soumis à l'essai.
- Matériau pour les analyses minéralo-pétrographiques.

## I.4.6 Hydrogéologie

### I.4.6.1 Eaux souterraines

L'eau souterraine suit principalement des fissures et des failles dans la roche ainsi que des couches poreuses de sol et de roche. Au cours du forage des sondages de reconnaissances, de l'eau artésienne n'a pas été rencontrée et il n'y avait pas non plus de pertes d'eau pour le forage. Au cours du forage des sondages, selon les propos de l'Entreprise de réalisation, l'eau pour foration retournait à la tête du sondage.

**Tableau I.6** Profondeur du niveau de l'eau souterraine et dates de mesure

Référence sondage carotté	Date de la mise en place du piézomètre	Côte du sondage (m)	Côte de la nappe phréatique (m)	Lecture (m)	Date de lecture
PF-02	26/05/2018	1039.86	1030.86	40	Après 24H
				8	Après 72H
				9	Après 1 semaine
PF-03	02/05/2018	1030.49	1026.49	3	Après 24H
				3.5	Après 72H

(Source : A.N.B.T)

Le piézomètre dans le forage PF-02 a été installé le 26/05/2018, dans le forage PF-03 le 02/06/2018, dans le forage PF-06 le 04/06/2018 et dans le forage PF-09 le piézomètre a été installée 08/06 /2018.

Les lignes de niveaux des eaux souterraines sont indiquées sur la coupe géologique le long de l'axe du barrage. Malheureusement, au niveau du profil N°1, seulement deux sondages ont été réalisés. Le niveau d'eau mesuré sur le PF-02 24 heures après l'installation de du piézomètre est à 40 mètres de profondeur, puis après 72 heures, il a atteint 8 mètres de profondeur et après une semaine à 9 mètres. Évidemment, il s'agit d'une erreur de mesure après 24 heures et les mesures qui doivent être adoptées sont celles après 72 heures et après une semaine, c'est-à-dire le niveau de l'eau à une profondeur de 8 à 9 mètres. Au niveau du sondage PF3, le niveau de l'eau est dans le lit de l'oued, tandis que le niveau de l'eau monte progressivement vers les flancs tout en suivant les versants de la vallée, de sorte qu'au niveau

du forage PF2, le niveau de l'eau est supérieur d'environ 3 mètres. Dans les flancs du barrage, les sondages de reconnaissances n'ont pas été réalisés, et nous ne disposons donc pas de données sur les niveaux des eaux souterraines. Les lignes de niveau de la nappe dans les flancs augmentent généralement légèrement le long de versant, mais ne suivent pas le pendage naturel du terrain. Nous supposons que la profondeur maximale jusqu'au niveau de l'eau souterraine en flancs puisse atteindre 20 à 30 mètres. Les failles et zones de failles drainent généralement les eaux souterraines du terrain environnant et abaissent ainsi le niveau de la nappe. La tectonique, ou les failles supposées sur le versant gauche, peuvent affecter les niveaux des eaux souterraines, de sorte que les profondeurs des eaux souterraines dans les zones de failles peuvent être supérieures à 30 mètres.

Les profondeurs des niveaux des eaux souterraines sont également données au niveau des profils des sondages de reconnaissances où les niveaux des eaux souterraines ont été mesurés avant la réalisation des essais de perméabilité dans les sondages, mais ces données ne peuvent pas être pertinentes pour déterminer le niveau réel des eaux souterraines. Pendant la réalisation du sondage de reconnaissance il reste toujours un peu d'eau due au forage il faut donc du temps pour que cette eau s'infiltrer dans la roche et l'égaliser avec le niveau de la nappe phréatique.

#### **I.4.6.2 Perméabilité**

D'un point de vue général, les essais Lugeons reflètent la géologie de la localité (lithologie, discontinuités et texture). A cet égard, l'absorption d'eau en dépendra au cours de la réalisation de l'essai. Cette évaluation est présentée sous forme de tableau qui prend en compte les types de roches et leur état de changement, la valeur des Lugeons aux profondeurs définies et le commentaire sur les résultats de l'essai.

Sur la base des essais réalisés, l'on peut conclure comme suit :

- Les résultats des essais dans le tableau ci-avant indiquent, en grande partie, une faible perméabilité de la roche au niveau des forages PF3, PF6 et PF-9, ce qui est compréhensible vu la nature de la roche (principalement des marnes pouvant être considérées comme roches à faible perméabilité).
- La lithologie est principalement constituée de marnes, de calcaires et d'alternance des marnes, calcaires et grès. Ces roches sont généralement saines, tandis qu'en zones de surfaces, elles sont altérées (en particulier des marnes). Les failles et les fissures sont responsables des pertes d'eau au cours des essais Lugeons, même dans les zones dont la distance de la faille va même jusqu'à 20 mètres.
- Une très forte perméabilité du forage PF2 de 10 à 35 m de profondeur et de 45 à 60 m de profondeur ainsi qu'au niveau du forage PF6 de 20 à 30 mètres ne peut être expliquée que par la tectonique, c'est-à-dire par l'existence des failles et des fissures dans ces tronçons des forages.
- D'après les essais de perméabilité effectués, la situation la plus favorable est celle du profil 2 où la roche est faiblement perméable à imperméable à partir de 10 mètres de profondeur. En plus des essais de perméabilité, il est important de noter que la géologie du terrain le plus favorable est celle au niveau du site n° 2. Car, à proximité immédiate, sous la surface du terrain, se trouve un épais bloc de calcaire favorable pour la fondation et la portance de l'ouvrage. Au niveau du profil 1-2, la roche est faiblement perméable à imperméable à partir de 30 mètres de profondeur. Au niveau

du profil 1, au droit du sondage PF 3, la roche est faiblement perméable à imperméable à partir de 10 mètres de profondeur, tandis que dans le sondage PF 2, une faible perméabilité n'a été enregistrée qu'à une profondeur de 35 à 45 mètres.

- Compte tenu du fait qu'un faible volume de travaux de reconnaissances a été effectué, ces constats ne peuvent pas être pertinents pour déterminer le site de barrage étant le plus favorable, mais il est toutefois possible d'en avoir une image préliminaire concernant la perméabilité de la roche.
- Pour remédier à ces pertes d'eau, le projet du voile d'injection sera élaboré. Il convient de tenir compte du fait que les reconnaissances effectuées, notamment celles le long de l'axe du barrage, sont insuffisantes pour élaborer un projet. Il n'est pas possible d'effectuer une analyse statistique des données des résultats des essais de perméabilité sur la base d'un seul ou de deux sondages au niveau du site et se déclarer sur la perméabilité en fonction de la profondeur.
- La norme généralement utilisée pour déterminer la profondeur du voile anti-filtration comprend la réalisation du voile d'injection jusqu'à la profondeur, à savoir jusqu'à la zone d'une perméabilité allant de 2 à 3 Lugeons (Houlsbi, 1976). En principe, la masse rocheuse est peu perméable et, dans la partie centrale, il se peut que la réalisation du voile anti-filtration s'avère nécessaire jusqu'à une profondeur de 20 mètres, tandis que dans la zone des failles, où des absorptions importantes d'eau ont été enregistrées, lors de l'élaboration du projet du voile anti-filtration, il est nécessaire de procéder à un traitement particulier. Nous supposons que dans ces zones défavorables la profondeur du voile d'injection ira même jusqu'au 60 mètres.

#### **I.4.7 Sismicité**

Sur la base de la carte des intensités maximales enregistrées, le site du barrage de Rekhoucha est situé dans la zone du degré V de l'échelle MCS, à proximité des zones du degré VI du MCS. En termes sismotectoniques, il appartient à la partie méridionale de l'orogénie atlantique qui est constitué de sédiments de plate-forme épicontinentaux, d'une épaisseur allant jusqu'à 10.000 m, moyennement plissés et faillés. Malgré une activité sismique faible, de forts tremblements de terre ont été enregistrés aux Zibans et à l'Aurès. Les décrochements dextres sont prédominants, mais des séismes avec les mécanismes de failles inverses y ont été enregistrés, aussi.

Dans l'analyse de l'aléa sismique, la limite supérieure de la magnitude est déterminée sur la base de la quantité de l'énergie de contrainte relâchée et elle est adoptée comme  $M_{\max}=7.1$ . Cette valeur a été prise en compte pour tous les calculs ultérieurs.

### **I.5 Conclusions sur le choix du profil type de barrage**

#### **I.5.1 Conclusions relatives au choix du site de barrage**

Les conditions géologiques et hydrogéologiques au droit des sites de barrage examinés ont influé sur le choix du site de barrage. Ainsi que le prix de construction du barrage.

Trois sites de barrage ont été analysés :

- Site 1 – défini dans le dossier d'appel d'offres, il se trouve le plus en amont et il est le plus large ;
- Site 1-2 – il se trouve à environ 600 m en aval du site 1 et il est un peu plus étroit ;

- Site 2 – il se trouve le plus en aval et il est le plus étroit, il se situe à environ 300 m en aval du site 1-2.

D'après l'examen et l'analyse des caractéristiques physiques et mécaniques des masses rocheuses dans la vallée de la Rekhoucha effectuées dans le cadre de l'étude géologique, le profil 2 est considéré comme le plus favorable sur le plan géologique, car à proximité immédiate, sous le sol, il existe un épais paquet de calcaire étant favorable de l'aspect de fondation et la capacité portante de l'ouvrage.

Les essais de perméabilité ont démontré le site le plus favorable c'est est le site 2, avec une roche peu perméable à imperméable, à partir du dixième mètre de profondeur. Dans les deux sites restants, la roche peu perméable à imperméable est située à une profondeur depuis 30 m (sites 1-2), soit 35-45 m de profondeur (PF-2) et 10 m de profondeur (PF3) sur le site 1.

Donc, il résulte de ce qui précède que le site 2 est le site le plus favorable en termes de fondation, de capacité portante de l'ouvrage et de perméabilité.

L'investissement requis pour la construction du barrage et des ouvrages annexes au niveau du site 2 est nettement inférieur à celui des deux autres profils. Ce profil est le plus étroit.

Par conséquent, le site 2 est adopté comme le plus favorable et le reste des analyses du type de barrage et de ses ouvrages annexes sont faites pour ce site.

### I.5.2 Conclusions sur le choix du type de barrage

L'analyse du type de barrage et de ses ouvrages annexes a été effectuée pour le site de barrage, qui s'est avéré optimal. Au droit de ce site, quatre types d'ouvrages de retenue ont été analysés afin de choisir le type optimal :

- Variante A – Barrage en remblai à noyau central argileux et recharges en matériaux d'excavations ;
- Variante B – Barrage en remblai à noyau central argileux et recharges en enrochement ;
- Variante C – Barrage en remblai en enrochement à masque amont en béton ;
- Variante D – Barrage poids en BCR.

Le tableau ci-dessous présente un aperçu des investissements nécessaires pour la construction de quatre variantes analysées du barrage et des ouvrages annexes, ainsi que les coûts économiques moyens de 1 m<sup>3</sup> d'eau régularisée et fournie au pied du barrage.

**Tableau I.7** Aperçu des investissements nécessaires et les prix économiques de l'eau livrée au pied du barrage pour les types des barrages analysés et leurs ouvrages annexes

	<b>Investissements (DA)</b>	<b>Prix économiques de l'eau livrée au pied du barrage (taux d'actualisation de 4%) (DA/m<sup>3</sup>)</b>
Variante A	13.700.088.454	316,00
Variante B	13.395.597.304	310,44
Variante C	13.602.456.859	308,37
Variante D	31.974.534.926	740,19

(Source : A.N.B.T)

Le tableau plus haut montre que les investissements nécessaires à la construction d'un barrage en béton compacté au rouleau (variante D) sont nettement supérieurs à ceux des autres variantes.

Les autres variantes étant comparables, les avantages et les inconvénients des types de barrages analysés sont prises en compte plus en détail ci-dessous pour déterminer la variante optimale. L'analyse a compris :

- Impact de l'effet sismique sur le choix du type de barrage en remblai ;
- Disponibilité, quantité et qualité des matériaux destinés à la construction du barrage en remblai ;
- Conditions de construction du barrage et dynamique des travaux du barrage ;
- Réparations d'éventuels endommagements causés au cours de l'exploitation de l'ouvrage ;
- Valeur d'investissement de la construction du barrage ;

Dans les analyses des facteurs ci-dessus mentionnés importants pour le choix du type de barrage, la variante B - barrage en remblai au noyau central argileux et des recharges en enrochements compactés a été mise en évidence. Concernant la variante B : à proximité immédiate du profil de barrage, des quantités suffisantes de matériau à mettre en place dans le corps du barrage ont été potentiellement confirmées. Pour la variante A (barrages en remblai au noyau central argileux et recharges en terre), des quantités suffisantes de matériau pour les corps n'ont pas été confirmées, ce qui exclut immédiatement la variante A de toute autre considération.

La variante B est plus appropriée que la variante C - le barrage en remblai avec masque en béton en amont en termes de facteurs suivant : résistance sismique, possibilité de réparer tout dommage pouvant survenir pendant la durée d'exploitation du barrage, disponibilité et traitement nécessaire des matériaux destinés à être mis en place dans le corps du barrage.

Au vu de ce qui précède, il se distingue le barrage en remblai au noyau central argileux et aux recharges en enrochements compactés - variante B, et cette variante est adoptée comme solution de conception optimale.

## Chapitre II

# ETUDE HYDROLOGIQUE

### Introduction

Les techniques classiques utilisées dans l'étude du complexe physique d'un bassin versant sont basées essentiellement sur des méthodes manuelles, dont les résultats obtenus généralement sont incorrects. Avec l'apparition des nouveaux outils tels que les SIG et la télédétection, il est devenu facile de déterminer les paramètres de forme et de relief d'un bassin versant.

L'utilisation de ces nouvelles techniques permettra ainsi de répondre aux exigences d'exploitation des eaux superficielles et de la prévention contre les risques d'inondation. L'objectif de ce travail se limite à la caractérisation des aspects morphométriques et du relief du bassin versant de l'Oued Rekhouché situé en amont du barrage Rekhouché, du fait que ces paramètres jouent un rôle déterminant dans l'écoulement des bassins versants et dans les risques d'érosion.

L'analyse morphométrique est une démarche importante pour la hiérarchisation des bassins versants même sans tenir compte de la carte des sols (Biswas, et al., 1999). Pour ce faire, un ensemble de paramètres quantitatifs importants sont utilisés dans la compréhension du dynamisme d'une rivière et de son bassin versant comme la superficie, le périmètre, la longueur, la largeur, l'indice de compacité de Gravelius, l'indice de pente, la pente moyenne, l'altitude maximale et l'altitude minimale, etc. (Veltri, et al., 1996). Ceux-ci ont été obtenus à partir du MNT de la zone d'étude.

## II.1 Le bassin versant et son complexe

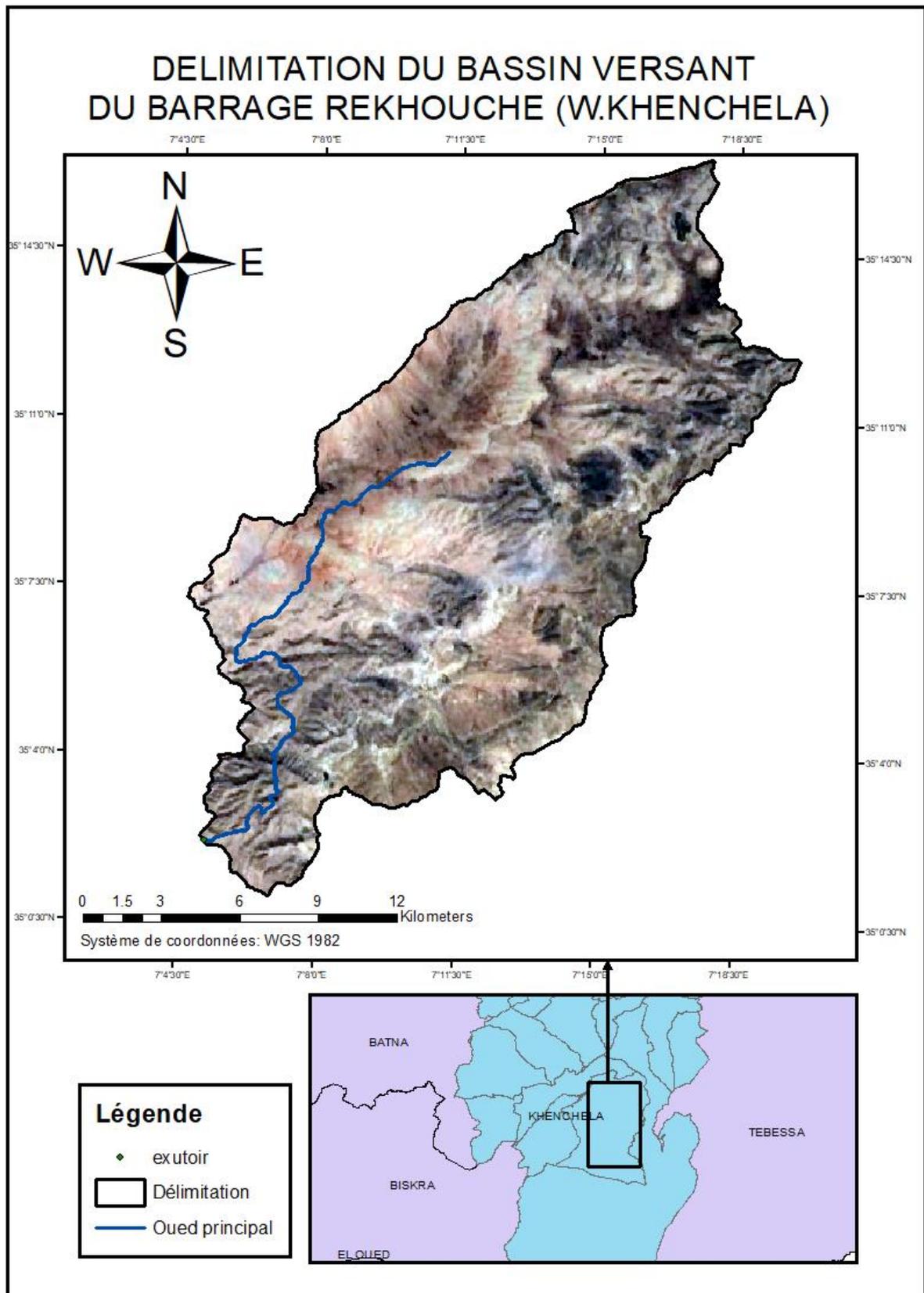
### II.1.1 Délimitation du bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. On parle alors de bassin versant topographique.



**Figure II.1** Délimitation du bassin versant du barrage Rekhouché (w. Khenchela)

## II.2 Etude hydro morphologique du bassin versant

Les caractéristiques morpho-métriques et hydrographiques d'un bassin versant influencent fortement sur la réponse hydrologique et notamment le régime d'écoulement, en période de crue, ils interviennent également dans le calcul des formules empiriques.

Les caractéristiques physico-géographiques du sous bassin versant ont été déterminées à l'aide du logiciel Arc-Gis 10.5.

### II.2.1 Paramètres morpho-métriques

#### II.2.1.1 Surface du bassin versant

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques. Elle était obtenue après avoir déterminer les limites du bassin versant.

#### II.2.1.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin, il est obtenu par la ligne des crêtes formant le contour du bassin.

#### II.2.1.3 Forme

La forme du bassin versant influence fortement sur l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant.

Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu. Mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

- **Indice de compacité de Gravelius  $K_c$**

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant, il est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et sa circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant. Il sert à qualifier la forme du bassin versant, et le comparer à un cercle de même surface pour lequel  $K_c = 1$ . Plus l'indice de Gravelius est faible (bassin compact), plus sa forme est ramassée, et plus le temps de rassemblement des eaux vers l'exutoire sera court. Il dépend de la surface du bassin et son périmètre.

On a :

$$K_c = \frac{P}{S} = \frac{P}{2\pi R} \quad (\text{II.1})$$

Sachant que :

$$P = \pi * R^2 \quad \text{et} \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

En remplaçant dans la formule, on obtient :

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$K_c$  : Indice de compacité de Gravelius ;

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

$P$  : Périmètre du bassin versant ( $km$ ) ;

$R$  : Circonférence du cercle équivalent ( $km$ ).

Si  $K_c \leq 1.28 \Rightarrow$  Bassin ramassé ;

Si  $K_c > 1.28 \Rightarrow$  Bassin allongé .

- **Coefficient d'allongement**

Ce coefficient est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

$K_p$  : Coefficient d'allongement ;

$L_{cp}$  : La longueur du talweg principal ( $km$ ) ;

$S$  : Surface du bassin versant ( $km^2$ ).

Plus la valeur de ce coefficient est grande, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps mis pour une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et donc la crue est moins violente.

#### II.2.1.4 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins, entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad (\text{II.4})$$

De (II.2) et (II.4) les grandeurs  $L$  et  $l$  sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{II.5})$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{II.6})$$

Avec :

$L$  : Longueur du rectangle équivalent ( $km$ ) ;

$l$  : Largeur du rectangle équivalent ( $km$ ).

**Tableau II.1** Résultats des paramètres morphométries

Paramètres	Superficie ( $km^2$ )	Périmètre ( $km$ )	$K_c$	$K_p$	Longueur ( $km$ )	Largeur ( $km$ )
Résultats	313	98.07	1.55	5	41.41	7.55

### Interprétation :

Dans notre cas, nous avons  $K_c = 1.55$  donc  $K_c > 1.28$  et  $K_p = 5$  ce qui veut dire qu'on a un bassin versant de **forme allongé**.

## II.2.2 Paramètres des reliefs

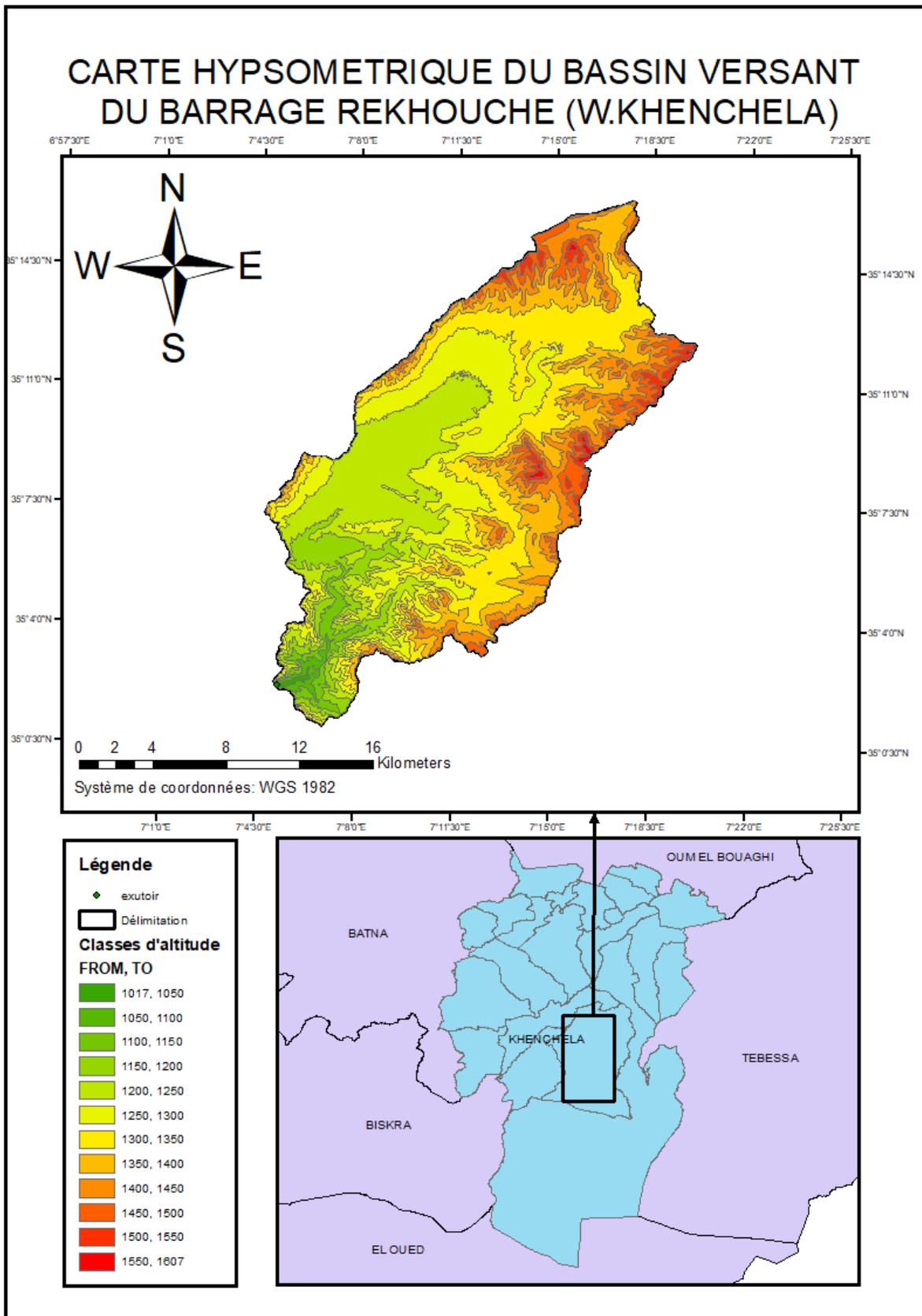
Le relief, souvent caractérisé par la courbe de sa répartition hypsométrique, possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface.

De nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

### II.2.2.1 Les courbes hypsométriques

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du sous bassin en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du sous bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du sous bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

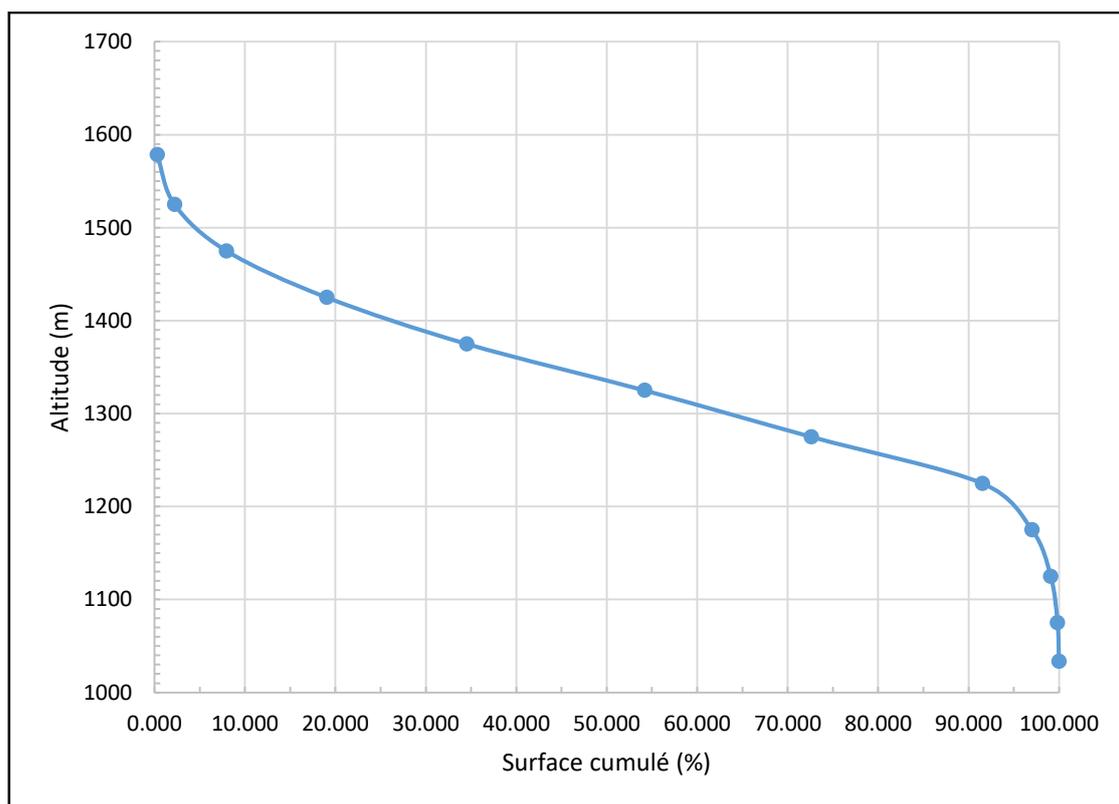
Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs sous bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul sous bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications sur le comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.



**Figure II.2** Carte hypsométrique du bassin versant du barrage Rekhouché (W. Khenchela)

**Tableau II.2** Paramètres hypsométriques du bassin versant

N° d'ordre	De (m) à (m)	H <sub>i</sub> (m)	Surface partielle (km <sup>2</sup> )	Surface partielle (%)	Surface cumulées (km <sup>2</sup> )	Surface cumulées (%)	H <sub>i</sub> * S <sub>i</sub> (m.km <sup>2</sup> )
1	1550-1607	1578.5	0.966	0.309	0.966	0.309	1524.651
2	1500-1550	1525	6.013	1.921	6.979	2.230	9169.558
3	1450-1500	1475	17.991	5.748	24.969	7.978	26536.324
4	1400-1450	1425	34.663	11.075	59.632	19.052	49394.620
5	1350-1400	1375	48.460	15.483	108.092	34.535	66632.668
6	1300-1350	1325	61.554	19.666	169.647	54.202	81559.527
7	1250-1300	1275	57.708	18.437	227.355	72.639	73577.380
8	1200-1250	1225	59.139	18.895	286.493	91.534	72445.090
9	1150-1200	1175	17.160	5.483	303.654	97.017	20163.524
10	1100-1150	1125	6.515	2.081	310.169	99.098	7329.013
11	1050-1100	1075	2.351	0.751	312.519	99.849	2526.789
12	1017-1050	1033.5	0.382	0.151	312.992	100.000	488.446

**Figure II.3** paramètres hypsométriques du bassin versant

### II.2.2.2 Les altitudes caractéristiques

- **L'altitude maximale et minimale**

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

- **L'altitude médiane 50%, 5%, 95%**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. De même pour les altitudes 5% et 95%.

- **L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \quad (\text{II.7})$$

Tel que :

$$H_i = \frac{H_{n+1} + H_n}{2} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

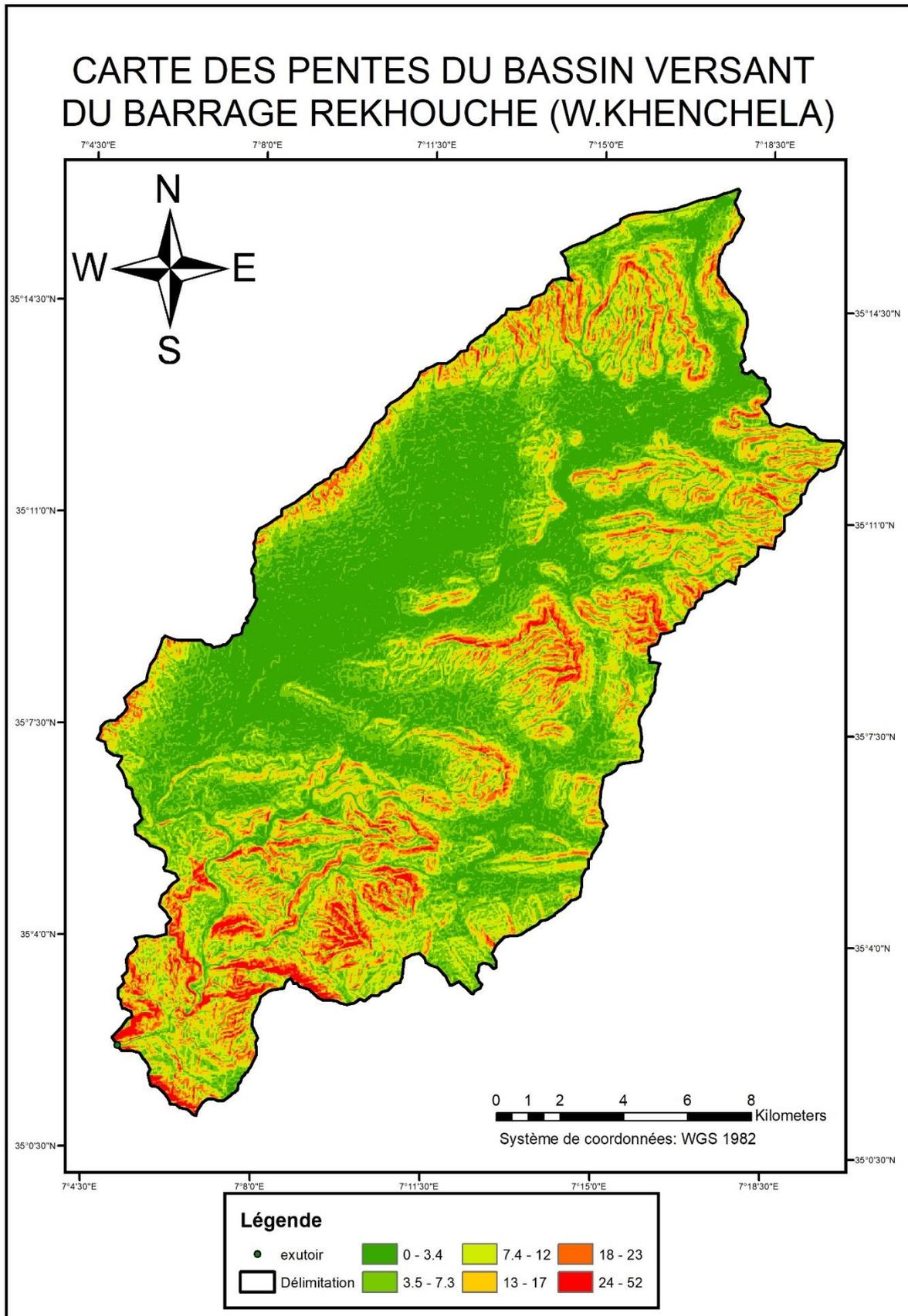
$H_i$  : Altitude moyenne entre 02 courbes de niveaux consécutives (m) ;  
 $S_i$  : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (km<sup>2</sup>) ;  
 $S$  : surface totale du sous bassin (km)<sup>2</sup>.

**Tableau II.3** Les différentes altitudes caractéristiques du bassin versant

Altitudes (m)	$H_{max}$	$H_{min}$	$H_{5\%}$	$H_{50\%}$	$H_{95\%}$	$H_{moy}$
	1607	1017	1493	1340	1205	1314.24

### II.2.2.3 Les pentes du bassin versant

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre, ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.



**Figure II.4** Carte des pentes du bassin versant du barrage Rekhouché (W. Khenchela)

- **Indice du pente global  $I_g$**

L'indice de pente global ( $I_g$ ) est utilisé pour déterminer la dénivelée spécifique du bassin. Il permet de caractériser et de classer le relief du bassin versant. Dans une région de géomorphologie homogène, la pente diminue de l'amont vers l'aval, par conséquent,  $I_g$  décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente. Toutefois, la longueur du rectangle équivalent étant généralement proche de celle du plus long cours d'eau,  $I_g$  reste voisin de la pente longitudinale (FAO, 1996).

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

$D$  : Dénivelée entre  $H_{95\%}$  et  $H_{5\%}$  (m) ;

$L$  : Longueur du rectangle équivalent (m).

**Tableau II.4** Classification du relief (O.R.S.T.O.M)

<b>R1</b>	Relief très faible	$I_g \leq 0.002$
<b>R2</b>	Relief faible	$0.002 < I_g \leq 0.005$
<b>R3</b>	Relief assez faible	$0.005 < I_g \leq 0.01$
<b>R4</b>	Relief modéré	$0.01 < I_g \leq 0.02$
<b>R5</b>	Relief assez fort	$0.02 < I_g \leq 0.05$
<b>R6</b>	Relief fort	$0.05 < I_g \leq 0.1$
<b>R7</b>	Relief très fort	$0.1 < I_g$

- **Indice de pente de Roche  $I_p$**

L'indice de pente de Roche  $I_p$  caractérise la pente moyenne du bassin versant et se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chaque élément partiel compris entre deux courbes de niveau, pondéré par la surface partielle qui lui est associée. Il s'exprime par :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (\text{II.10})$$

Avec :

$L$  : Longueur du rectangle équivalent (km) ;

$S_i$  : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives (km<sup>2</sup>).

**Tableau II.5** Calcul de la pente de Roche.

$H_{i-1}$ (m)	$H_i$ (m)	Surface partielle (km <sup>2</sup> )	Surface partielle (%)	$S_i (H_i - H_{i-1})$	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
1550	1607	0.966	0.309	55.056	7.420
1500	1550	6.013	1.921	300.641	17.339
1450	1500	17.991	5.748	899.536	29.992
1400	1450	34.663	11.075	1733.145	41.631
1350	1400	48.460	15.483	2423.006	49.224
1300	1350	61.554	19.666	3077.718	55.477
1250	1300	57.708	18.437	2885.387	53.716
1200	1250	59.139	18.895	2956.942	54.378
1150	1200	17.160	5.483	858.022	29.292
1100	1150	6.515	2.081	325.734	18.048
1050	1100	2.351	0.751	117.525	10.841
1017	1050	0.382	0.151	9.452	3.074
				Somme	370.433

- **Indice de pente moyenne**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de concentration  $T_c$  et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1} + 0.5l_n)}{S} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

$I_m$  : la pente moyenne (%);

$\Delta H$  : Equidistance entre de courbes de niveau (km);

$l_i$  : La longueur totale de courbes de niveau (km);

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

**Tableau II.6** Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.

Cote de la courbe de niveau (m)	Longueur (km)
1050	5.05
1100	16.27
1150	37.35
1200	79.13
1250	133.15
1300	123.19
1350	150.40
1400	164.20
1450	110.35
1500	50.54
1550	13.06
1600	0.63

- **Dénivelé spécifique  $D_s$**

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

$D_s$  : Dénivelé spécifique (m) ;

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

**Tableau II.7** Les types de reliefs en fonction de Dénivelée spécifique.

<b>Relief très faible</b>	<b><math>D_s &lt; 10 \text{ m}</math></b>
Relief faible	$10 \text{ m} < D_s < 25 \text{ m}$
Relief assez faible	$25 \text{ m} < D_s < 50 \text{ m}$
Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$
Relief assez fort	$100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$
Relief fort	$250 \text{ m} < D_s < 500 \text{ m}$
Relief très fort	$500 \text{ m} < D_s$

Les résultats de calcul des différents indices de pente du bassin versant sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.8** Les différents indices de pentes

<b>Indices</b>	<b><math>I_g</math> (m/km)</b>	<b><math>I_p</math></b>	<b><math>I_m</math>(%)</b>	<b><math>D_s</math> (m)</b>
	6.95	57.56	14	123.04

**Interprétation :** Le bassin versant d'Oued Rekhouché est caractérisé par un relief assez fort surtout dans la partie sud-est et faible dans la partie nord-est.

## II.2.3 Caractéristiques des écoulements dans le bassin versant

### II.2.3.1 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin versant est dû à quatre facteurs principaux :

- **La géologie :** par sa plus ou moins grande sensibilité à l'érosion.
- **Le climat :** le réseau hydrographique est dense dans les régions montagneuses très humides et en tend à disparaître dans les régions désertiques.
- **La pente du terrain :** détermine si les cours d'eau sont en phase érosive ou sédimentaire.
- **La présence humaine.**

Le drainage des terres agricoles, la construction de barrages, l'endiguement, la protection des berges et la correction des cours d'eau modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Le travail consiste à classer les cours d'eau suivant la classification de Schumm, dont le principe est résumé à la manière suivante :

- Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1.
- Un cours d'eau recevant un effluent d'ordre inférieur garde son ordre.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre  $n$ , le cours d'eau résultant est d'ordre  $n+1$ .

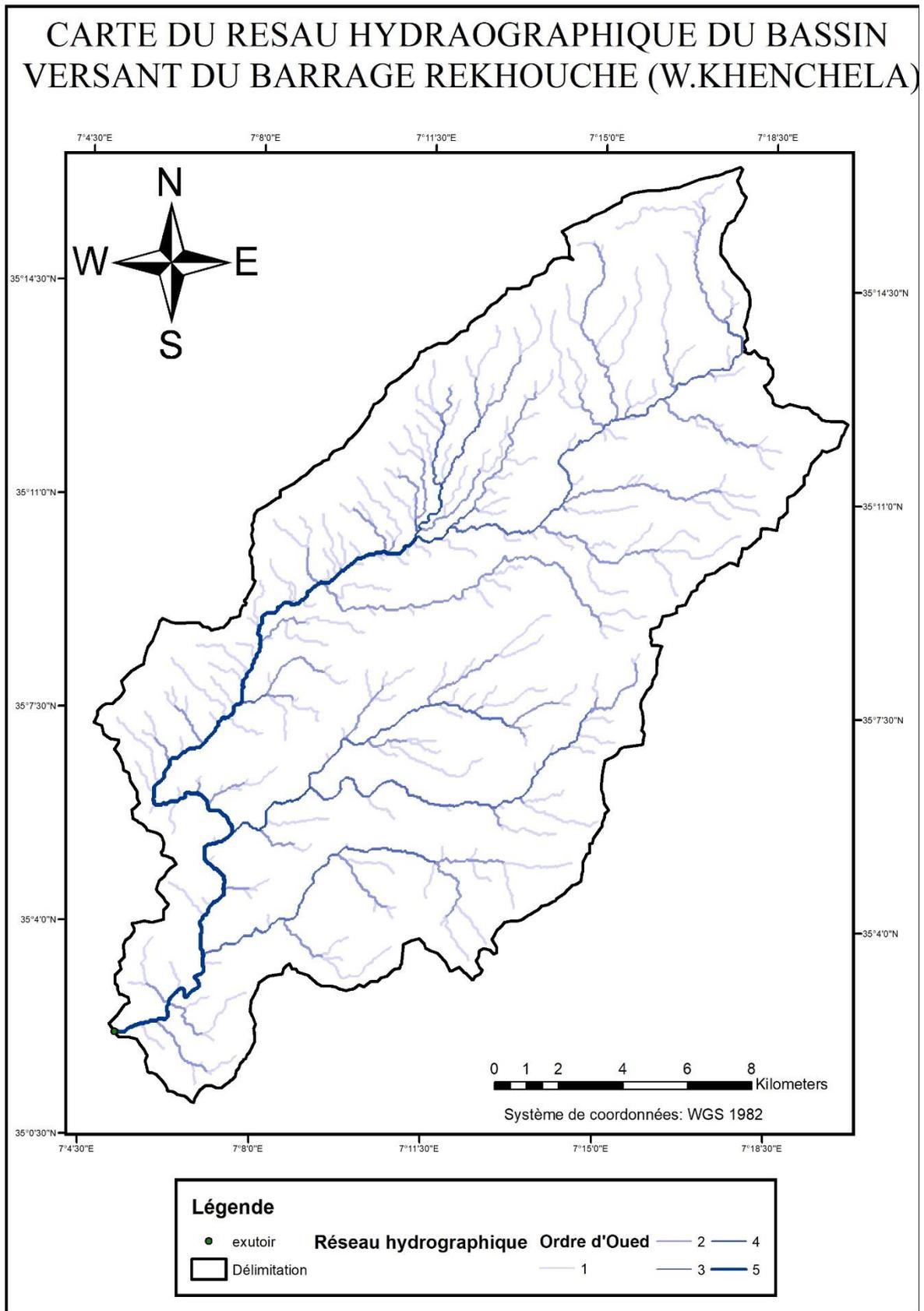


Figure II.5 Carte du réseau hydrographique

### II.2.3.2 La longueur du cours d'eau principal

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

$$L_{cp} = 39.5 \text{ km}$$

### II.2.3.3 La pente moyenne du cours d'eau principal

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{L_{cp}} \quad (\text{II.13})$$

Avec :

$I_c$  : Pente moyenne du cours d'eau principal (%) ;

$\Delta H$  : Dénivellation maximale de la rivière (km) ;

$L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principale (km).

### II.2.3.4 La densité du drainage

La densité du drainage est définie comme étant la longueur totale de tous les talwegs d'ordre  $i$  à  $n$  " $L_i$ ", du bassin versant, rapportée à la surface totale " $S$ " du bassin. Elle est donnée par l'expression 2.7 et est exprimée en Km/Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{II.14})$$

Avec :

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

$L_i$  : longueur du cours d'eau (km) ;

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

**Tableau II.9** Longueur des cours d'eau

Ordre du cours d'eau	Longueur (km)
1	403.36
2	181.77
3	90.74
4	12.49
5	39.51

### II.2.3.5 Temps de concentration

Le temps de concentration ( $t_c$ ) des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin le plus éloigné et l'exutoire de ce dernier.

Pour son calcul on utilise plusieurs formules :

- **Formule de (GIANDOTTI, 1940) :** Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et paraît fournir une bonne valeur du temps de concentration pour les bassins versant avec superficies de 170 à 70.000 km<sup>2</sup>.

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{II.15})$$

Avec :

- $t_c$  : Temps de concentration (*h*) ;
- $L_{cp}$  : Longueur du talweg principal (*km*) ;
- $S$  : Surface du bassin versant (*km*<sup>2</sup>) ;
- $H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (*m*) ;
- $H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (*m*).

- **Formule de Temez (Espagnole) (TEMEZ, 1978) :**

$$t_c = 0.3 * \left( \frac{L_{cp}}{I^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

- $t_c$  : Temps de concentration (*min*) ;
- $L_{cp}$  : Surface du bassin versant (*km*<sup>2</sup>) ;
- $I_{moy}$  : Pente moyenne du cours d'eau principal (*m/m*).

**Tableau II.10** Le temps de concentration calculé par les différentes formules

Formule	Temps de concentration (h)
Giandotti	9.42
Temez	7.12

**Interprétation :** Nous optons pour le résultat le plus petit  $t_c = 7.12$  h par réserve de sécurité.

### II.2.3.6 Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \quad (\text{II.17})$$

Avec :

- $V_r$  : Vitesse de ruissellement (*km/h*);
- $L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principal (*km*) ;
- $t_c$  : Temps de concentration (*h*).

**Tableau II.11** Les différents paramètres du réseau hydrographique

Paramètres	$L_{cp}$ (km)	$I_c$ (%)	$D_d$ (km/km <sup>2</sup> )	$t_c$ (h)	$V_r$ (km/h)
Valeurs	39.5	1.49	2.32	7.12	5.55

**Tableau II.12** Récapitulatif des caractéristiques hydro-morphologiques du bassin versant d'Oued Rekhouché

Caractéristiques		Symboles	Unités	Valeurs
Morphométrie				
Superficie		$S$	Km <sup>2</sup>	313
Périmètre		$P$	Km	98.07
Coefficient de compacité de Gravelius		$K_c$	-	1.55
Coefficient d'allongement		$K_p$	-	5
Rectangle équivalent	Longueur	$L$	Km	41.41
	Largeur	$l$	Km	7.55
Relief				
Altitudes	Maximale	$H_{max}$	m	1607
	Moyenne	$H_{moy}$	m	1314.24
	Minimale	$H_{min}$	m	1017
	Altitude de fréquence 5%	$H_{5\%}$	m	1493
	Altitude de fréquence 50%	$H_{50\%}$	m	1340
	Altitude de fréquence 95%	$H_{95\%}$	m	1205
Indice de pente globale		$I_g$	m/km	6.95
Indice de pente de Roche		$I_p$	%	57.56
Indice de pente moyenne		$I_m$	%	14
Dénivelée spécifique		$D_s$	m	123.04
Réseau hydrographique				
Longueur du cours d'eau principal		$L_{cp}$	Km	39.5
Pente moyenne du cours d'eau principal		$I_c$	%	1.49
Densité de drainage		$D_d$	Km/km <sup>2</sup>	2.32
Temps de concentration		$t_c$	h	7.12
Vitesse de ruissèlement		$V_r$	Km/h	5.55

## II.3 Etude climatologique

L'objectif de l'Étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Le climat de Khenchela est dit tempéré chaud. L'été, à Khenchela, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le sont en hiver. D'après Köppen et Geiger, le climat y est classé Csb. Sur l'année, la température moyenne à Khenchela est de 15.12 °C. Les précipitations annuelles moyennes sont de 373.2 mm.

Les facteurs qui déterminent le climat sont :

### II.3.1 Température

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara : les maxima absolus de températures (plus de 45°C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jour de sirocco en Algérie du Nord (27 à Bejaia). Il neige et il gèle tous les hivers en montagne et sur les plateaux.

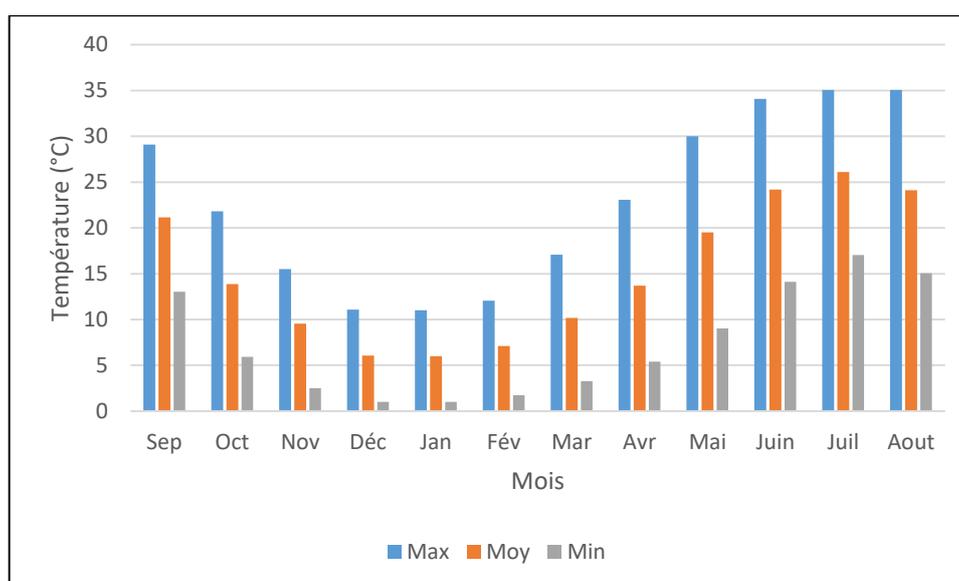
Le tableau suivant montre les températures moyennes, maximales et minimales relevées à la station de Babar pour une période d'observation allant de 1980 à 2005 :

**Tableau II.13** Températures moyennes mensuelles en °C

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
<b>Max</b>	29.1	21.8	15.5	11.1	11.0	12.1	17.1	23.1	30.0	34.1	35.1	35.1	22.9
<b>Moy</b>	21.2	13.9	9.6	6.1	6.0	7.1	10.2	13.7	19.5	24.2	26.1	24.1	15.1
<b>Min</b>	13.1	5.9	2.5	1.0	1.0	1.8	3.3	5.4	9.0	14.1	17.0	15.1	7.4

(Source ONM)

Les températures les plus élevées sont observé de juin à septembre, et les plus basses de décembre à mars. On remarque que la température maximale est enregistrée au mois de juillet (35.06°) et la température minimale au mois de janvier (1°). La température annuelle moyenne est de (15.12°)



**Figure II.6** Répartition mensuelle de la température

### II.3.2 Humidité de l'air

L'humidité relative interannuelle est égale à 60%, la valeur moyenne mensuelle maximale est enregistrée durant le mois de décembre 74%.

**Tableau II.14** Humidité relative moyenne à Khenchela

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	moy
<b>Humidité (%)</b>	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60.08

(Source ONM)

### II.3.3 Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 3.8m/s, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

**Tableau II.15** Vitesses moyennes du vent en m/s

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	moy
<b>V (m/s)</b>	3.4	3.3	3.6	3.7	3.4	4.1	4.2	4.4	4.1	3.8	3.7	3.6	3.8

(Source ONM)

### II.3.4 Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles au niveau de la station de Khenchela. L'évaporation moyenne annuelle retenue est de 1530mm/an, comme on le remarque dans le **Tableau II.16** ci-après, elle est minimale durant les mois d'hivers (décembre, janvier et février), tandis qu'elle est maximale pour les mois (juin, juillet et août).

**Tableau II.16** Evaporation station Khenchela

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	total
<b>Ev (mm)</b>	133	99	46	24	25	43	81	133	185	241	278	242	1530

(Source ONM)

### II.3.5 Pluviométrie

Une station représentative du régime pluviométrique du bassin est celle de BOUHMAMA (061803). Les précipitations totales mensuelles sont enregistrées pendant la période de 1968 à 2009.

**Tableau II.17** Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
BOUHMAMA	061803	A.N.R.H	867	228.5	1140	1968-2009	42

(Source A.N.R.H)

Le tableau ci-dessous présente les données des précipitations mensuelles (mm) de la station de BOUHMAMA :

**Tableau II.18** Répartition mensuelle moyenne interannuelle de la précipitation

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Total
<b>P<sub>moy</sub> (mm)</b>	43.4	32.5	35.8	35.8	15.3	32.0	41.1	35.1	40.5	23.0	15.0	23.7	373.2

(Source A.N.R.H)

## II.4 Etude des précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Cette étude passera par les étapes suivantes :

- Détermination des paramètres statiques de la série ;
- Ajustement statique ;
- Choix de la loi adéquate ;
- Calcul des pluies et intensités de courte durée.

Le calcul des paramètres de la série, l'ajustement à des lois, le calcul des quantiles et l'adéquation sont tous fait par l'utilisation du Package nsRFA (Viglione, et al., 2020) mis en œuvre sous le logiciel de programmation R.

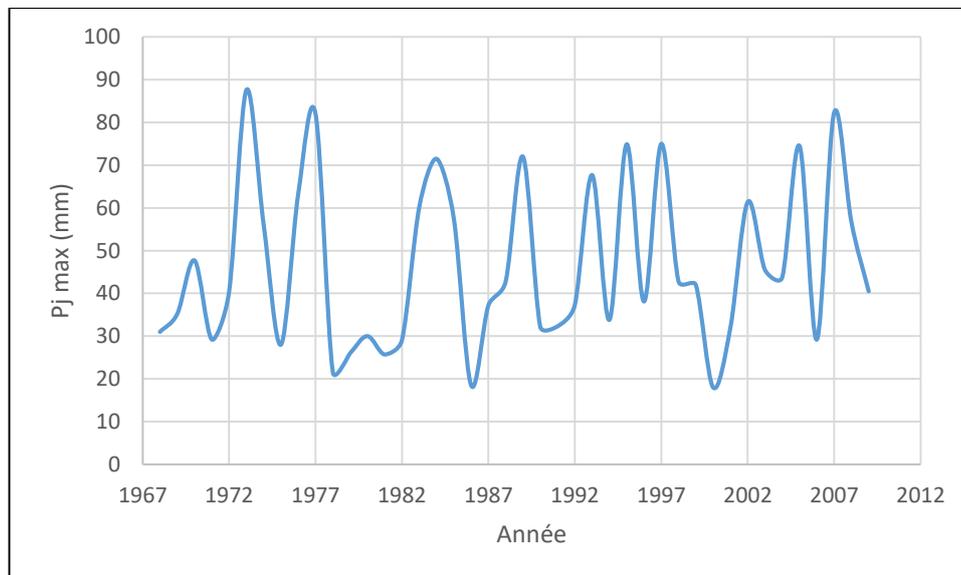
**Tableau II.19** Série des pluies maximales journalières de la station de BOUHMAMA

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1968	31	3	5	5.7	12.2	13.3	11.3	15.3	6.3	0	5.8	11.5	31
1969	19.5	29.5	4.5	27.4	16.8	10.8	5	30.8	35.2	9.5	22.6	0	35.2
1970	39	33.5	0	5.2	47.7	47.4	33.5	0	16.5	0	32	0	47.7
1971	18.3	10	19.8	18.2	20	9.2	12.7	29.2	17.5	20.4	0	12.8	29.2
1972	40.4	35.9	23.9	16.5	13.1	9.7	22	13.9	1.6	8.3	1.2	7.5	40.4
1973	7.5	7.5	11.3	87.6	5.5	11.5	12.1	10.3	11.4	22.2	2	0	87.6
1974	7.5	47.6	18.9	0	20.9	56	20.8	8.2	13.5	0	0	12	56
1975	0	2.5	24	5.2	18.5	15.7	28	12	8.8	26	7	0	28
1976	37	13	63.3	13	10.4	0	15	13	8	18.5	0	7.8	63.3
1977	0	0	22.4	0	0	15	0	21.2	4.3	0	0	82	82
1978	0	21.6	0	0	0	9	4.5	14	0	10.5	0	18	21.6
1979	26	7	6.4	3.4	17	13	22	12	16.5	0	1	0	26
1980	12	6	16	30	20	21.4	6	6	4.4	8.2	0	0.7	30
1981	18.7	7.4	1	12.6	21.9	15.1	10.7	21.2	25.7	4.2	7.9	6.3	25.7
1982	7.4	26.3	29.1	9.4	0	9.1	21.3	0	14.9	9.5	0	0	29.1
1983	0	54.1	5.4	24.5	15.3	60.2	19.3	14.2	0	0	0	0	60.2
1984	10.1	15	6	71.5	16.3	12.2	13	24.5	26	12	5.9	2.8	71.5
1985	12.7	5.1	6.5	2.6	12.5	5.7	57.5	23.2	15	10	0	7.9	57.5
1986	14.5	8.7	16.7	6	5.5	14.2	12	6	8.7	8.3	18.5	0	18.5
1987	0	15.1	37.2	3.8	9	3.3	4.2	3.2	20.5	35.9	0	11.5	37.2
1988	13.8	17.7	20.5	15.9	4.8	30.8	13.1	10.4	14.5	42.8	33.2	22.6	42.8
1989	35.9	6.5	6.9	6	72	0	37.5	23.6	18.1	8.1	29.9	22.5	72
1990	4.3	6.6	31.5	14.2	3.6	6.4	32.2	10.8	11	16.1	3.3	12.3	32.2
1991	21.4	22.7	19.4	12.9	8.7	24	32.3	13	22.7	4	23	32.1	32.3
1992	3.2	6.2	31.7	22.5	10.3	19.6	37.3	9.4	10.8	16.8	7.8	3.3	37.3
1993	6.7	17.3	10.5	67.7	21	11.9	24.6	6.8	15.7	1.4	13.2	6.7	67.7
1994	18.7	17.6	29.5	7.2	31.3	0	9.5	4.5	6.3	14.2	33.8	9.3	33.8
1995	17.7	17.9	4.1	15.2	74.9	26.4	56	17	16	5.2	7.5	13.4	74.9
1996	8.1	0	3.9	11.3	7.3	4.3	12.9	23.7	16.2	17	7.2	38.1	38.1

**Tableau II.19** Suite et fin.

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
<b>1997</b>	75	15.7	53	23	3.5	22.5	21.5	26.7	12	24	0	12.3	75
<b>1998</b>	8.6	13	32.5	6	42.8	4.7	11.5	6.5	35.5	21.5	5.5	11.5	42.8
<b>1999</b>	1.5	14	42	41.5	0	8	5	2	15	19.5	5.5	5.5	42
<b>2000</b>	11	17	5.5	18	7.5	6.5	6.5	2	11.5	0	3	7	18
<b>2001</b>	24.5	32	17	2.5	5.5	7.5	7	8	14	0.9	18.5	28.5	32
<b>2002</b>	3.9	18.2	32	6.7	29.8	27.3	14	61.4	16.7	22	9.5	7.5	61.4
<b>2003</b>	16.6	14.5	14.2	60	12.9	13	40.2	45.5	32.7	43.5	6	5	45.5
<b>2004</b>	5.5	32.2	42.2	40	13.8	43.8	11.8	18.4	6	14.7	2.5	4	43.8
<b>2005</b>	29.5	11.4	9.3	15	24.3	39.6	8	20.5	74.5	28.5	25.5	5.8	74.5
<b>2006</b>	26.8	7.3	21	24.3	4.5	9	29.2	12.5	14	17	12	14	29.2
<b>2007</b>	27	16.7	6	49.7	9.8	6	14	23	82.3	4	21	50.5	82.3
<b>2008</b>	56.7	26.4	12	25	39.5	9.5	21.5	35.5	54.5	2.7	9	44.5	56.7
<b>2009</b>	19	11	0	9.5	40.5	17.7	17.5	25.3	34.6	24	7	20	40.5

La variabilité chronologique des pluies maximales journalières durant 42 ans d'enregistrement est représentée dans la figure ci-dessous :

**Figure II.7** Variabilité chronologique des pluies maximales journalières

#### II.4.1 Caractéristique Statiques

Les paramètres empiriques de la série des pluies maximales journalières sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.20** Caractéristiques statiques de la série Pjmax

Caractéristique	Valeur	Caractéristique	Valeur
Nombre de données	42	Médiane	41.3
Minimum	18	Coeff de variation Cv	0.418
Maximum	87.6	Coeff d'asymétrie Cs	0.562
Moyenne	46.5	Coeff d'aplatissement Ck	2.00
Ecart-type	19.4		

## II.4.2 Ajustement statique

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, les caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future. Cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une description mathématique du comportement d'une variable aléatoire.

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 théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "RStudio" en utilisant la fonction Bayesian MCMC. On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les trois lois suivantes :

### II.4.2.1 Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (GEV) (JENKINSON, 1955)

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est une loi d'ajustement à trois paramètres qui a une fonction de distribution qui s'écrit comme suit :

$$F(x) = e^{-\left[1 - \frac{k(x-x_0)^{1/k}}{\alpha}\right]} \quad (\text{II.18})$$

Avec :

- $k$  : Paramètre de forme ;
- $x_0$  : Paramètre de position ;
- $\alpha$  : Paramètre de d'échelle.

Les résultats de calcul de la loi GEV sont présentés dans le graphique et tableaux ci-dessous :

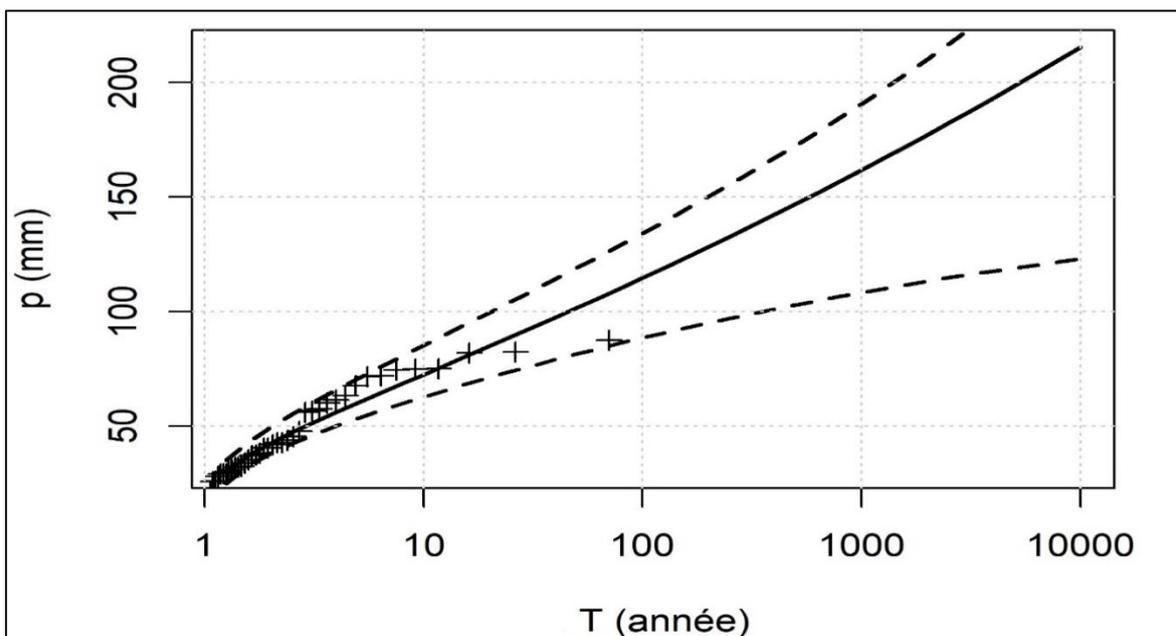


Figure II.8 Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV

**Tableau II.21** Les paramètres de la loi GEV

Paramètre	Valeur
$k$	-0.056507
$x_0$	37.01530
$\alpha$	14.76194

**Tableau II.22** Quantiles théoriques de GEV

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie maximale journalière (mm)	Intervalle de confiance
1000	0.9990	161.74	108.24-190.50
200	0.9950	128.10	94.95-150.04
100	0.9900	114.57	88.50-133.99
50	0.9800	101.50	81.42-118.92
20	0.9500	84.72	71.14-99.40
10	0.9000	72.44	62.66-85.19
5	0.8000	60.17	53.30-70.74

#### II.4.2.2 Ajustement à la loi log-normal (loi de Galton)

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale ou loi de Gibrat-Gauss. La fonction de répartition est donnée par la représentation suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (\text{II.19})$$

La variable réduite est de la forme :

$$F(x) = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{II.20})$$

Avec :

- $u$  : La variable réduite de Galton ;
- $\overline{\ln x}$  : La moyenne de la série  $\ln x_i$  ;
- $\sigma_{\ln x}$  : Ecart-type de la série  $\ln x_i$ .

Donc l'équation de la droite présentée sur le papier Gausso-logarithmique sera :

$$\ln x = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln x} \quad (\text{II.21})$$

Les résultats de calcul de la loi log normal sont présentés dans le graphique et tableaux ci-dessous :

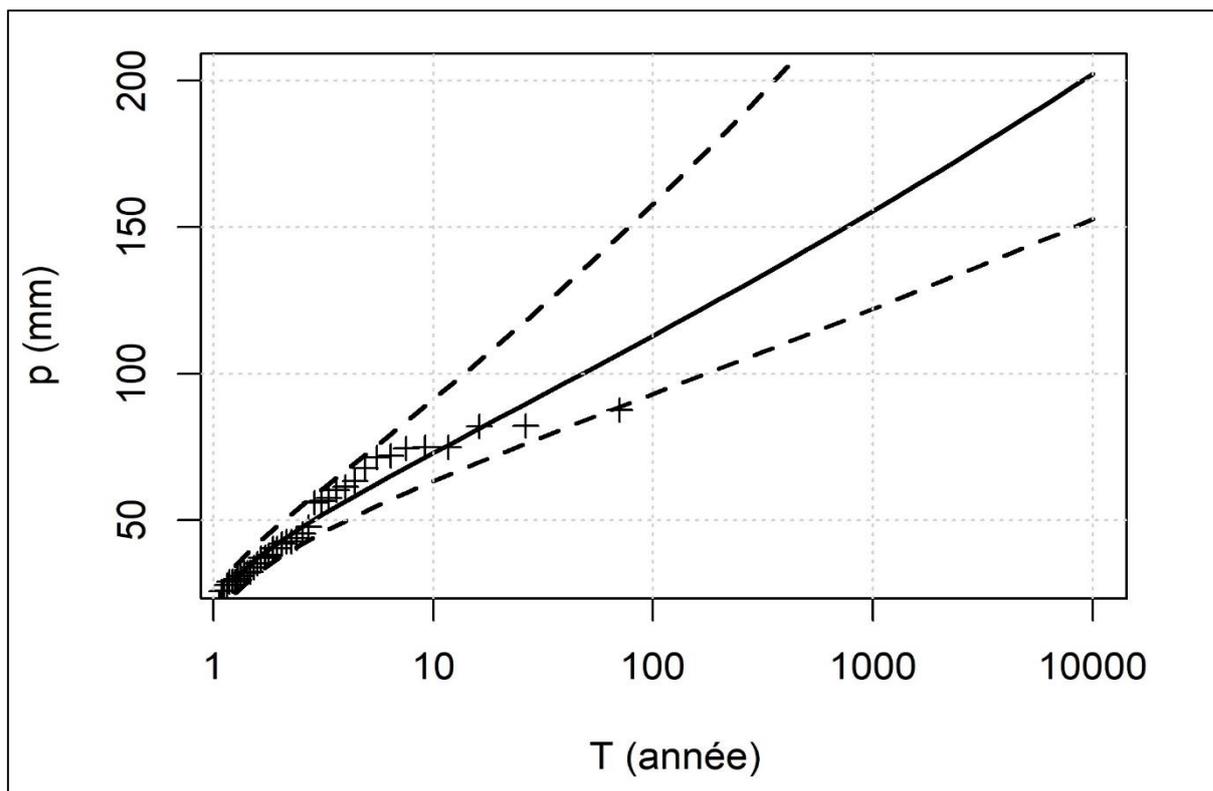


Figure II.9 Représentation graphique de l'ajustement à la loi Log Normal

Tableau II.23 Les paramètres de la loi de log normal.

Paramètre	Valeurs
$\ln \bar{x}$	3.7531109
$\sigma_{\ln x}$	0.4184828

Tableau II.24 Quantiles théoriques de log normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie maximale journalière (mm)	Intervalle de confiance
1000	0.9990	155.45	122.07-236.86
200	0.9950	125.30	101.60-180.12
100	0.9900	112.91	92.96-157.77
50	0.9800	100.78	84.30-136.82
20	0.9500	84.86	72.45-110.07
10	0.9000	72.92	63.26-91.19
5	0.8000	60.70	53.30-72.89

### II.4.2.3 Ajustement à la loi de Gumbel (Gumbel, 1958)

Elle est dite aussi loi doublement exponentielle ou loi des valeurs extrêmes. La fonction de répartition de la loi s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \tag{II.22}$$

$$u = \frac{x - x_0}{\alpha} \tag{II.23}$$

Avec :

$u$  : Variable réduite de Gumbel ;

$x$  : Précipitation maximale journalière (mm) ;

$x_0$  : Paramètre de position (ordonnée à l'origine) ;

$\alpha$  : Paramètre d'échelle.

L'équation de la droite de Gumbel sera :

$$x = \alpha u + x_0 \quad (\text{II.24})$$

Les résultats de calcul de la loi de Gumbel sont présentés dans le graphique et tableaux ci-dessous :

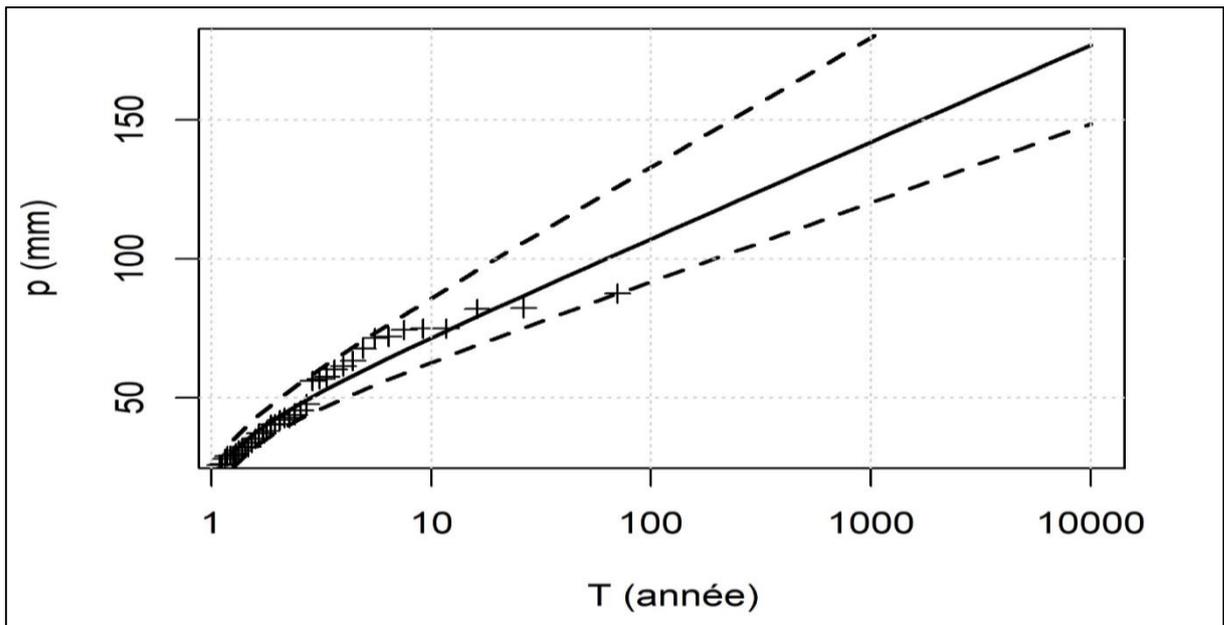


Figure II.10 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

Tableau II.25 Les paramètres de la loi de Gumbel.

paramètre	Valeurs
$x_0$	37.46856
$\alpha$	15.14001

Tableau II.26 Quantiles théoriques de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie maximale journalière (mm)	Intervalle de confiance
1000	0.9990	142.04	120.18-179.54
200	0.9950	117.61	100.29-146.93
100	0.9900	107.11	91.73-132.97
50	0.9800	96.58	83.15-118.98
20	0.9500	82.40	71.57-100.11
10	0.9000	71.54	62.61-85.77
5	0.8000	60.22	53.11-71.09

## II.4.3 Choix de loi adéquate

### II.4.3.1 Test d'adéquation d'Anderson-Darling

Le test de Anderson-Darling est une autre variante du test de Kolmogorov-Smirnov, à la différence qu'elle donne plus d'importance aux queues de distribution. De ce point de vue, elle est plus indiquée dans la phase d'évaluation des données précédant la mise en œuvre d'un test paramétrique (comparaison de moyenne, de variances, etc.) que le test de Lilliefors.

Autre particularité, ses valeurs critiques sont tabulées différemment selon la loi théorique de référence, un coefficient multiplicatif correctif dépendant de la taille d'échantillon  $n$  peut être aussi introduit.

Concernant l'adéquation à la loi normale, la statistique du test s'écrit :

$$A = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i - 1) [\ln F_i + \ln(1 - F_{n-i+1})] \quad (\text{II.25})$$

Où  $F_i$  est la fréquence théorique de la loi de répartition normale centrée et réduite associée à la valeur standardisée  $z_{(i)} = \frac{x_{(i)} - \bar{x}}{s}$ .

Une correction est recommandée pour les petits effectifs, cette statistique corrigée est également utilisée pour calculer la p-value :

$$A_m = A \left( 1 + \frac{0.75}{n} + \frac{2.25}{n^2} \right) \quad (\text{II.26})$$

Les valeurs critiques  $A_{crit}$  pour différents niveaux de risques sont résumées dans le tableau suivant, ils ont été produits par simulation et ne dépendent pas de l'effectif de l'échantillon :

**Tableau II.27** Valeurs critique pour le test d'Anderson-Darling

$\alpha$	$A_{crit}$
0.10	0.631
0.05	0.752
0.01	1.035

Pour notre étude, le seuil significatif est de 95%,  $\alpha = 5\%$ .

L'hypothèse de normalité est rejetée lorsque la statistique  $A$  prend des valeurs trop élevées :

$$A_m > A_{crit} \quad (\text{II.27})$$

La p-value est calculée à partir de la statistique  $A_m$  par interpolation à partir d'une table décrite dans (Stephens, 1986)

**Tableau II.28** Méthode de calcul du p-value pour le test d'Anderson-Darling

$A_m$	$p - value$
$A_m < 0.2$	$1 - e^{-13.436 + 101.14 * A_m - 223.73 * A_m^2}$
$0.2 \leq A_m \leq 0.34$	$1 - e^{-8.318 + 42.796 * A_m - 59.938 * A_m^2}$
$0.34 \leq A_m \leq 0.66$	$e^{0.9177 - 4.279 * A_m - 1.38 * A_m^2}$
$0.66 \leq A_m$	$e^{1.2937 - 5.709 * A_m + 0.0186 * A_m^2}$

Les résultats du test pour les différentes méthodes citées ci-dessus sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.29** Résultats du test d'Anderson-Darling

Méthode	$A$	$A_m$	$p - value$
GEV	0.551508	0.562059	0.146123
Log Normal	0.576478	0.587507	0.125862
Gumbel	0.629221	0.641259	0.091289

### II.4.3.2 Conclusion sur le choix de la loi d'ajustement

Selon les résultats du test d'Anderson-Darling, les trois lois s'ajustent. On opte pour la loi de Gumbel car elle a l'incertitude la plus faible (écart de l'intervalle de confiance).

### II.4.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

La pluie de courte durée est utilisée pour l'estimation des crues. Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectuée à l'aide de la relation de MONTANARI exprimée par :

$$P_{ct} = P_{j.max} \left( \frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.28})$$

Avec :

$P_{ct}$  : Pluie de courte durée (mm) de fréquence égale à celle  $P_{j.max}$  ;

$P_{j.max}$  : Pluie journalière maximale fréquentielle (mm) ;

$t$  : Temps (h) ;

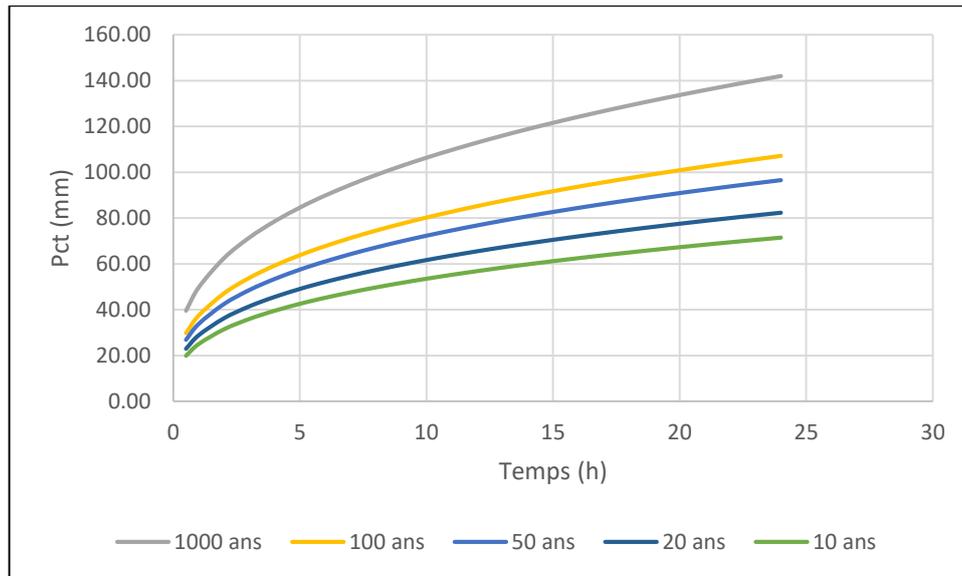
$b$  : Exposant climatique régional ( $b = 0.33$ ).

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

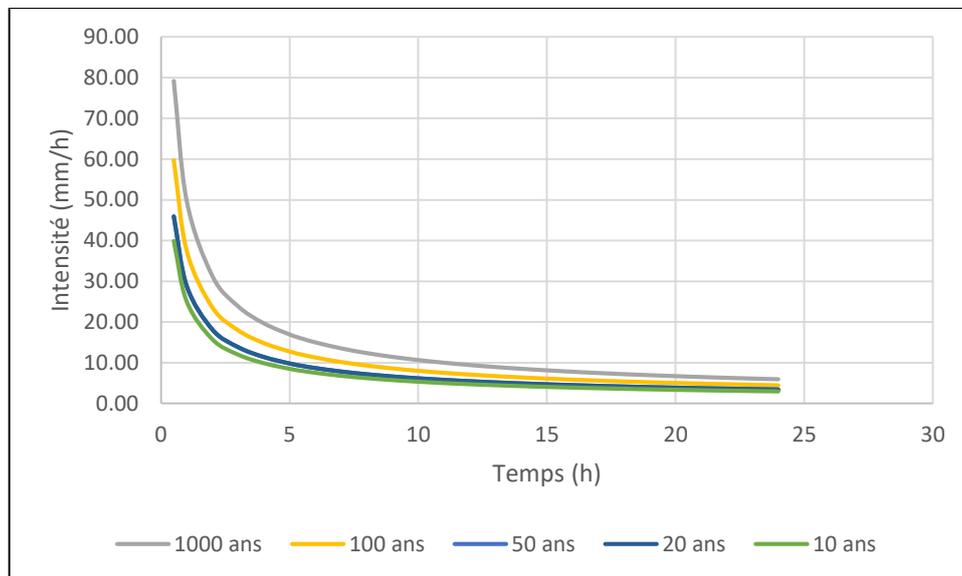
$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{II.29})$$

**Tableau II.30** Pluies de courte durée et intensités de pluie pour différentes fréquences

<b>Période de retour</b>	1000		100		50		20		10	
<b>Fréquence %</b>	0.999		0.99		0.98		0.95		0.9	
<b>P<sub>j,max</sub></b>	142.04		107.11		96.58		82.4		71.54	
<b>T(h)</b>	P <sub>ct</sub> (mm)	I <sub>t</sub> (mm/h)								
0.5	39.59	79.18	29.86	59.71	26.92	53.84	22.97	45.94	19.94	39.88
1	49.77	49.77	37.53	37.53	33.84	33.84	28.87	28.87	25.07	25.07
2	62.56	31.28	47.17	23.59	42.54	21.27	36.29	18.15	31.51	15.75
3	71.51	23.84	53.93	17.98	48.63	16.21	41.49	13.83	36.02	12.01
4	78.64	19.66	59.30	14.82	53.47	13.37	45.62	11.40	39.61	9.90
5	84.64	16.93	63.83	12.77	57.55	11.51	49.10	9.82	42.63	8.53
6	89.89	14.98	67.79	11.30	61.12	10.19	52.15	8.69	45.28	7.55
7	94.59	13.51	71.33	10.19	64.31	9.19	54.87	7.84	47.64	6.81
7.12	95.12	13.36	71.73	10.07	64.67	9.08	55.18	7.75	47.91	6.73
8	98.85	12.36	74.54	9.32	67.21	8.40	57.34	7.17	49.79	6.22
9	102.76	11.42	77.49	8.61	69.87	7.76	59.62	6.62	51.76	5.75
10	106.40	10.64	80.23	8.02	72.35	7.23	61.72	6.17	53.59	5.36
11	109.80	9.98	82.80	7.53	74.66	6.79	63.70	5.79	55.30	5.03
12	113.00	9.42	85.21	7.10	76.83	6.40	65.55	5.46	56.91	4.74
13	116.02	8.92	87.49	6.73	78.89	6.07	67.31	5.18	58.44	4.50
14	118.89	8.49	89.66	6.40	80.84	5.77	68.97	4.93	59.88	4.28
15	121.63	8.11	91.72	6.11	82.70	5.51	70.56	4.70	61.26	4.08
16	124.25	7.77	93.70	5.86	84.48	5.28	72.08	4.51	62.58	3.91
17	126.76	7.46	95.59	5.62	86.19	5.07	73.54	4.33	63.85	3.76
18	129.18	7.18	97.41	5.41	87.83	4.88	74.94	4.16	65.06	3.61
19	131.50	6.92	99.16	5.22	89.41	4.71	76.29	4.02	66.23	3.49
20	133.75	6.69	100.86	5.04	90.94	4.55	77.59	3.88	67.36	3.37
21	135.92	6.47	102.49	4.88	92.42	4.40	78.85	3.75	68.46	3.26
22	138.02	6.27	104.08	4.73	93.85	4.27	80.07	3.64	69.52	3.16
23	140.06	6.09	105.62	4.59	95.23	4.14	81.25	3.53	70.54	3.07
24	142.04	5.92	107.11	4.46	96.58	4.02	82.40	3.43	71.54	2.98



**Figure II.11** Pluies de courtes durées de différentes périodes de retours



**Figure II.12** Intensités des pluies de courtes durées de différentes périodes de retours

## II.5 Etude des apports

### II.5.1 Apports liquides

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

#### II.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel $A_0$

Dans l'absence des données des apports des sous bassins voisins, l'estimation sera faite à l'aide des formules empiriques

### ➤ Les formules empiriques

On utilise les formules empiriques les plus utilisées en Algérie pour estimer l'apport moyen, et qui donnent d'assez bons résultats :

- **Formule de SAMIE**

$$A_0 = L_e * S \quad (\text{II.30})$$

Tel que :

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

Avec :

$L_e$  : Lamme d'eau écoulé ( $mm$ ) ;  
 $P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle ( $m$ ) ;  
 $S$  : Superficie du bassin versant ( $km^2$ ).

- **Formule dite « Algérienne »**

$$A_0 = P_{moy}(1 - 10^{-KP_{moy}^2}) * 10^3 \quad (\text{II.32})$$

Tel que :

$$K = 0.18 - 0.01 * \log_{10} S \quad (\text{II.33})$$

Avec :

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle ( $m$ ) ;  
 $S$  : Superficie du bassin versant ( $km^2$ ).

- **Formule de ANRH (Sogreah 1986/89)**

$$A_0 = L_e * S \quad (\text{II.34})$$

Tel que :

$$L_e = 720 * \left( \frac{P_{moy} - 150}{1000} \right)^{1.85} \quad (\text{II.35})$$

Avec :

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle ( $m$ ) ;  
 $S$  : Superficie du bassin versant ( $km^2$ ).

**Tableau II.31** Résultats du calcul de l'apport moyen annuel par les différentes méthodes

Méthode		$A_0 (Mm^3)$
Formule empirique	Samie	10.66
	Algérienne	17.12
	ANRH	14.06

**Interprétation :** La moyenne des apports données par les différentes formules est proche de la valeur donnée par la formule de l'ANRH, nous prenons  $A_0 = 14.06 Mm^3$ .

### II.5.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

#### ➤ Module d'écoulement

$$Me = A_0/T \quad (\text{II.36})$$

Avec :

$A_0$  : Apport moyen annuel (l);

$T$  : Temps d'une année en secondes,  $T = 31536000$  s.

#### ➤ Module d'écoulement relatif

$$M_0 = Me/S \quad (\text{II.37})$$

Avec :

$Me$  : Module d'écoulement (l/s) ;

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

#### ➤ Lamme d'eau écoulée

$$Le = A_0/S \quad (\text{II.38})$$

Avec :

$A_0$  : Apport moyen annuel ( $Mm^3$ ) ;

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

#### ➤ Coefficient de l'écoulement

$$Ce = Le/P_{moy} \quad (\text{II.39})$$

Avec :

$Le$  : Lamme d'eau écoulé (mm) ;

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

#### ➤ Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation  $Cv$ , en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques :

- **Formule de SOKOLOVSKY**

$$Cv = \alpha - 0.063 \log_{10}(S + 1) \quad (\text{II.40})$$

Tel que :

$$\alpha = 0.78 - 0.29 * \log_{10}(M_0) \quad (\text{II.41})$$

Avec :

$M_0$  : Module d'écoulement relatif (l/s/ $km^2$ ) ;

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

- **Formule de KRISTLY MENKEL**

$$Cv = 0.83/(S^{0.06} * M_0^{0.27}) \quad (\text{II.42})$$

Avec :

$M_0$  : Module d'écoulement relatif (l/s/ $km^2$ );

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

- **Formule Algérienne de PADOUM**

$$Cv = 0.93 * K/M_0^{0.23} \quad (\text{II.43})$$

Avec :

$K$  : Coefficient de réduction,  $K = 0.25 \div 1.00$  , on prend  $K = 0.65$  ;  
 $M_0$  : Module d'écoulement relatif ( $l/s/km^2$ ).

**Tableau II.32** Résultats du calcul des caractéristiques d'écoulement

Caractéristique		Unité	Valeurs
Module d'écoulement $Me$		$l/s$	445.81
Module d'écoulement relatif $M_0$		$l/s/km^2$	1.42
Lame d'eau écoulée $Le$		$mm$	44.92
Coefficient d'écoulement $Ce$		-	0.12
Coefficient de variation	SOKOLOVSKY	-	0.578
	KRISTLY MENKEL	-	0.534
	PADOUM	-	0.557

Puisque toutes les valeurs du coefficient de variation sont proches entre eux, on prend la valeur :  $Cv = 0.557$

### II.5.1.3 Les apports fréquentiels

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A_{P\%} = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu\sqrt{\ln(Cv+1)}} \quad (\text{II.44})$$

Avec :

$A_{P\%}$  : Apport de fréquence donnée ( $Mm^3$ ) ;  
 $A_0$  : Apport moyen annuel ( $Mm^3$ ) ;  
 $Cv$  : Coefficient de variation ;  
 $\mu$  : Variable réduite de Gauss.

Pour notre étude nous calculons l'apport fréquentiel de 80% , avec  $\mu = 0.84145$  ;

$$A_{80\%} = 21.5 Mm^3$$

### II.5.2 Apport solides et estimation du volume mort

L'estimation des apports solides est primordiale puisqu'elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechnique.

L'absence des données de mesure de transports solides, nous impose à passer aux méthodes empirique, ces méthodes nous permettent d'avoir l'ordre de grandeur de l'apport solides dans la retenue.

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même

à la végétation par la présence de racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et températures.

- **Formule de Tixeront**

$$V_m = (1.05 \div 1.10) * \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \quad (\text{II.45})$$

Tel que :

$$Q_s = \alpha * Le^{0.15} * S \quad (\text{II.46})$$

Avec :

$V_m$  : Volume mort ( $m^3$ ) ;

$Q_s$  : Débit solide ( $t/an$ ) ;

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ;

$Le$  : Lamme d'eau écoulé ( $mm$ ) ;

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

**Tableau II.33** Différentes valeurs de  $\alpha$

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

- **Formule de Gravrillovic**

$$V_m = \frac{T_0 * T * S}{\gamma_s} \quad (\text{II.47})$$

Tel que :

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm} \quad (\text{II.48})$$

Et :

$$T_{sp} = T * P_{moy} * \pi \sqrt{Z^3} \quad (\text{II.49})$$

Et :

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \quad (\text{II.50})$$

Et :

$$G_{rm} = \frac{\sqrt{P} + H_{moy}}{0.2(L_{cp} + 10)} \quad (\text{II.51})$$

Avec :

$T_0$  : taux d'abrasion ( $t/km^2/an$ ) ;

$T_{sp}$  : le taux de la production annuel des matériaux ( $m^3/km^2/an$ ) ;

$G_{rp}$  : taux de rétention des sédiments produits par le bassin ;

- $T$ : coefficient thermique ;  
 $Z$ : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V  $Z = 0.4$ ;  
 $P_{moy}$ : Pluie moyenne annuelle ( $mm$ );  
 $t$ : température moyenne annuelle [ $^{\circ}C$ ] ;  
 $P$ : périmètre du bassin versant ( $mm$ ) ;  
 $L_{cp}$ : longueur du talweg principal ( $km$ ) ;  
 $H_{moy}$ : Altitude moyenne ( $km$ ).

**Tableau II.34** Résultats de calcul de volume mort

Formule	Volume mort (Mm <sup>3</sup> )
Tixeront	3.7
Gravrillovic	4.1

### Interprétation :

La formule de Tixeront est plus utilisée en nord d'Algérie, on retient la valeur donner par cette formule.

## II.6 Etude des crues

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire. Les paramètres définissant une crue sont :

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

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

### II.6.1 Détermination des débits maximums fréquentiels

#### II.6.1.1 Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{max,p\%} = \frac{2 * K * \log_{10}(1 + A * P_{moy}) * S * \sqrt{1 + 4 * \log_{10}(T) - \log_{10}(S)}}{\sqrt{L}} \quad (II.52)$$

Avec :

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

$K$  : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin

$$1 < K < 3 ;$$

$A$  : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 ;

$P_{moy}$  : Pluie moyenne interannuelle (m) ;  
 $S$  : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;  
 $T$  : Période de retour (an) ;  
 $L$  : Longueur du talweg principal (km).

### II.6.1.2 Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{max,p\%} = 0.28 * \frac{(x_{p\%,tc} - H_0) * \alpha_{p\%} * S * f}{t_c} \quad (II.53)$$

Avec :

$Q_{max,p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s) ;  
 $x_{p\%,tc}$  : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps tc ;  
 $H_0$  : pertes initiales en mm, Au nord de l'Algérie,  $H_0 = 7 \div 14$  mm ;  
 $\alpha_{p\%}$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée :

Tel que :

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{x_{p\%,tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{x_{p\%,tc}} + \sqrt{H_0}} \quad (II.54)$$

$S$  : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;  
 $f$  : Coefficient de forme de la crue :

Tel que :

$$f = \frac{12}{4 + 3 * \gamma} \quad (II.55)$$

Et :

- Pour  $S < 50$  Km<sup>2</sup> on a  $\gamma = 2$  ;
- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable :  $2 \leq \gamma \leq 2.5$  ;
- Pour un bassin boisé :  $3 \leq \gamma \leq 4$  ;

$t_c$  : Temps de concentration (h).

### II.6.1.3 Méthode de l'ANRH

L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques a fourni une feuille EXCEL qui permet le calcul des crues de l'Algérie du Nord. Ce travail est basé sur plusieurs études faites sur les bassins du Nord d'Algérie, il prend en compte la superficie du bassin versant, la pente moyenne du bassin versant, la pluie journalière maximale de 10 ans, paramètre g ainsi que la période de retour. Il inclut aussi deux cartes, une pour le  $p_j(10)$  et l'autre pour g selon les régions du Nord.

### II.6.1.4 Méthode de GRADEX

La méthode du GRADEX est une approche hydro pluviométrique 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 & Duband, 1967). **Publié par** : (CIGB, 1994), (Meddi & Hallouz, 2010)

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km<sup>2</sup> (jusqu'à 5000 km<sup>2</sup>), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

**Pluies brutes → Pluies efficaces → Fonction de transfert → Débit, débit de pointe**

- **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  $Q_{10 \text{ ans}}$ .

- **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.

- **Etapas 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).

$$P(mm) = a * \mu + b \quad (\text{II.56})$$

Avec :

$\mu$  : variable réduite de Gumbel.

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits).

Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(mm) = Q * 3.6 * N/S \quad (\text{II.57})$$

- 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.

$$R(mm) = a * \mu + b' \quad (II.58)$$

Avec :

$a$  : Le gradex de pluie ;

$\mu$  : Variable réduite de Gumbel,  $\mu = -\ln(-\ln(F))$  ;

$b' = R_{10ans} - a * \mu(T = 10 \text{ ans})$

Exprimer ces R en m<sup>3</sup>/s par la formule (II.57).

- Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport P égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :

$$Q_p = Q * P \quad (II.59)$$

#### • Données et application

- Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de BOU HAMAMA 061803 à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel RStudio, fonction Bayesian MCMC.

Les résultats sont mentionnés dans les tableaux **Tableau II.25** et **Tableau II.26** ;

- Détermination du Gradex : d'après le RStudio, l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 15.14 * \mu + 37.468 \quad (II.60)$$

Le Gradex est donc :

$$A = 15.14$$

- Choix du pas de temps :

D'après les enregistrements des crues de la station de BOU HAMAMA (061803), on a estimé le temps de base par :

$$N = 24 \text{ h}$$

- $Q_{10 \text{ ans}}(\text{Mellagou}) = 198 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{10 \text{ ans}}(\text{Rekhouché}) = Q_{10 \text{ ans}}(\text{Mellagou}) * \frac{S_{\text{Rekhouché}}}{S_{\text{Mellagou}}}$ , tel que :  $S_{\text{Mellagou}} = 506 \text{ km}^2$

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{Rekhouché}) = 122.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $R_{10 \text{ ans}}(mm) = Q_{10} * 3.6 * N/S_{\text{Rekhouché}}$

$$R_{10 \text{ ans}} = 33.81 \text{ mm}$$

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

On a le gradex :  $A = 15.14$

et  $T = 10 \text{ ans} \rightarrow F = 1 - \frac{1}{T} \rightarrow \mu = -\ln(-\ln(F))$

$$\mu = 2.25$$

En remplaçant dans (II.58) on obtient :

$$b' = -0.256$$

$$R(mm) = 15.14 * \mu - 0.256 \quad (II.61)$$

- On calcule  $R(mm)$  pour les différentes période de retour, on les transforme en débit par la formule (II.57), les résultats sont présentés dans le **Tableau II.35** ;

- On calcule les débits de pointes par la formule (II.59), les résultats sont présentés dans le **Tableau II.35** ;

**Tableau II.35** Résultats de calcul des débits par la méthode GRADEX

<b>T (ans)</b>	<b>F</b>	<b>U</b>	<b>R(mm)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Qp (m<sup>3</sup>/s)</b>
10	0.9000	2.25	33.81	122.48	367.43
20	0.9500	2.97	44.71	161.97	485.91
50	0.9800	3.90	58.79	212.98	638.93
100	0.9900	4.60	69.39	251.37	754.11
1000	0.9990	6.91	104.36	378.07	1134.20

**Tableau II.36** Récapitulatif du calcul du débit (en m<sup>3</sup>/s) par les différentes méthodes

<b>T (ans)</b>	<b>Mallet Gauthier</b>	<b>SOKOLOVSKY</b>	<b>ANRH</b>	<b>GRADEX</b>
10	428.44	270.04	377.61	367.43
20	521.36	337.85	486.54	485.91
50	623.28	430.13	630.96	638.93
100	690.46	500.90	740.95	754.11
1000	877.44	746.08	1110.69	1134.20

**Interprétation :**

Les valeurs données par la méthode de GRADEX et ANRH sont assez proches, on retient les valeurs données par GRADEX vue qu'elle est plus précise.

**II.6.2 Hydrogrammes de crues**

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine les caractéristiques principales de la crue qui sont :

- Le volume ;
- La durée ;
- Le débit maximum (débit de pointe)

Pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovsky qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

- **Temps de montée**

$$Q_m = Q_{max,p\%} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \quad (II.62)$$

Avec :

$Q_m$  : Débit instantané de montée (m<sup>3</sup>/s) ;

$t_m$  : Temps de montée de la crue égale au temps de concentration (h).

- **Temps de décrue**

$$Q_d = Q_{max,p\%} * \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \quad (\text{II.63})$$

Avec :

$Q_m$  : Débit instantané de montée ( $m^3/s$ ) ;

$t_m$  : Temps de montée de la crue (h).

$Q_d$  : Débit instantané de décrue ( $m^3/s$ ) ;

$t_d$  : Temps de décrue de la crue (h) ;

$Q_{max,p\%}$  : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en ( $m^3/s$ ).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :  $t_m = t_c$ , avec  $t_c$  qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

Pour le temps de décrue :

$$t_d = \delta * t_c \quad (\text{II.64})$$

Avec :

$\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau II.37** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$

Description du cours d'eau	$\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0 – 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 – 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 – 7.0

(Touaibia, 2004)

On prend  $\delta = 4$ , ce qui veut dire que  $t_d = 22.8 h$ .

Le temps de base, c'est le temps total de la crue :

$$t_b = t_m + t_d \quad (\text{II.65})$$

On trouve :  $t_b = 28.5 h$

**Tableau II.38** Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours

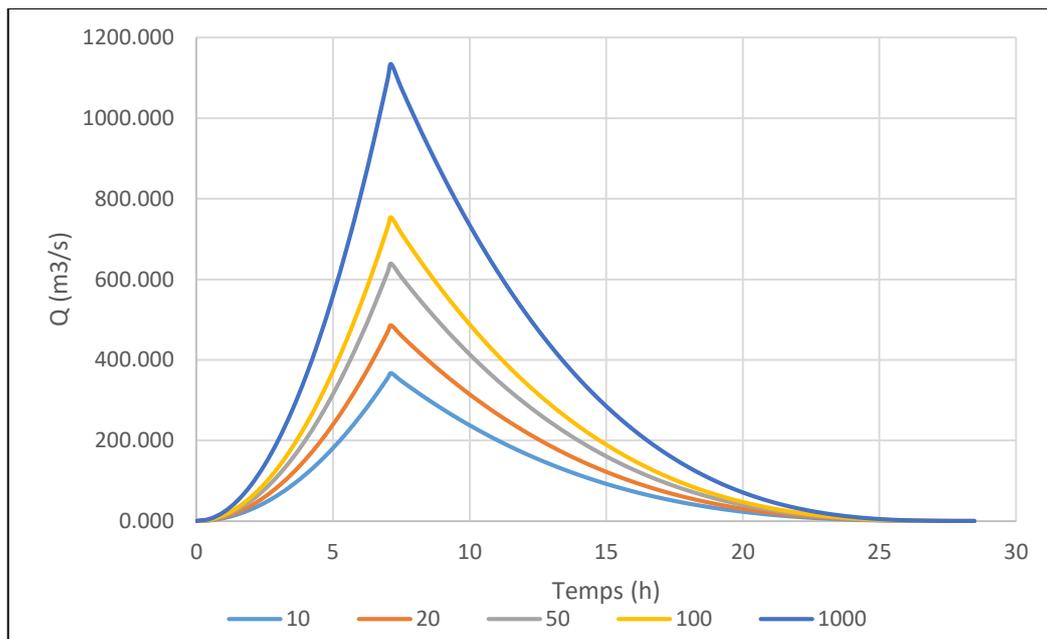
Temps (h)	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.5	1.812	2.396	3.151	3.719	5.593
1	7.248	9.585	12.604	14.876	22.373
1.5	16.308	21.566	28.358	33.470	50.340

Tableau II.38 Suite

Temps (h)	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
2	28.992	38.340	50.414	59.502	89.493
2.5	45.300	59.907	78.772	92.973	139.833
3	65.231	86.266	113.432	133.880	201.360
3.5	88.787	117.417	154.394	182.226	274.073
4	115.967	153.361	201.657	238.010	357.972
4.5	146.771	194.098	255.222	301.231	453.059
5	181.199	239.627	315.089	371.890	559.332
5.5	219.250	289.949	381.258	449.987	676.792
6	260.926	345.063	453.728	535.522	805.438
6.5	306.225	404.970	532.500	628.494	945.271
7	355.149	469.669	617.575	728.905	1096.291
7.12	367.430	485.910	638.930	754.110	1134.200
7.5	348.167	460.435	605.433	714.574	1074.737
8	323.863	428.294	563.170	664.693	999.714
8.5	300.717	397.684	522.921	617.188	928.266
9	278.700	368.569	484.637	572.002	860.306
9.5	257.786	340.911	448.268	529.078	795.746
10	237.945	314.672	413.767	488.356	734.500
10.5	219.149	289.815	381.082	449.780	676.480
11	201.370	266.303	350.166	413.290	621.599
11.5	184.580	244.099	320.969	378.830	569.769
12	168.749	223.164	293.441	346.340	520.904
12.5	153.851	203.462	267.535	315.763	474.915
13	139.857	184.955	243.199	287.041	431.717
13.5	126.738	167.605	220.386	260.116	391.220
14	114.466	151.376	199.047	234.929	353.339
14.5	103.013	136.230	179.131	211.423	317.986
15	92.351	122.130	160.590	189.540	285.073
15.5	82.451	109.038	143.375	169.221	254.513
16	73.285	96.916	127.436	150.409	226.219
16.5	64.825	85.728	112.725	133.046	200.104
17	57.042	75.436	99.192	117.073	176.081
17.5	49.909	66.002	86.787	102.433	154.061
18	43.397	57.390	75.463	89.067	133.958
18.5	37.477	49.561	65.169	76.917	115.685
19	32.122	42.479	55.857	65.926	99.154
19.5	27.302	36.106	47.476	56.035	84.278
20	22.991	30.405	39.979	47.187	70.970
20.5	19.159	25.337	33.316	39.322	59.142
21	15.779	20.867	27.438	32.384	48.707
21.5	12.821	16.956	22.295	26.315	39.578

**Tableau II.38** Suite et fin

Temps (h)	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
22	10.259	13.567	17.839	21.055	31.667
22.5	8.063	10.662	14.020	16.548	24.888
23	6.205	8.205	10.789	12.734	19.153
23.5	4.656	6.158	8.097	9.557	14.374
24	3.390	4.483	5.895	6.958	10.465
24.5	2.377	3.143	4.133	4.878	7.337
25	1.589	2.101	2.763	3.261	4.905
25.5	0.998	1.319	1.735	2.048	3.080
26	0.575	0.761	1.000	1.180	1.775
26.5	0.293	0.387	0.509	0.601	0.903
27	0.122	0.162	0.213	0.251	0.377
27.5	0.035	0.047	0.062	0.073	0.110
28	0.004	0.006	0.007	0.009	0.013
28.48	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Figure II.13** Hydrogrammes d'entrée des différentes périodes de retour

### II.6.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être l'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Le choix de la crue de projet dépend des paramètres suivants :

- La fiabilité des données et la durée de la série ;
- Le risque à l'aval ;
- L'analyse économique ;
- Nature du barrage ;
- Types d'évacuateur.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**Tableau II.39** Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : Perte de vie, dommage considérable.	1/100 000 à 1/10 000
Importants : Pas de perte de vie, dommages importants.	1/10 000 à 1/1 000
Faible : Pas de perte de vie, dommages légers	1/1 000 à 1/100

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont importantes, les connaissances hydrologiques paraissent incertaines en vue du manque d'une station hydrométrique, le risque en aval élevé et les dommages sont aussi considérables, par conséquent le risque est élevé pour cela on dimensionne avec la crue 1 000 ans, pour un débit de :  $Q = 1134.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , et on vérifie que la crue de 10 000 ans ne causera pas la submersion du barrage.

#### II.6.4 Choix de la crue de chantier

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

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

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau, pour un débit de  $Q = 485.91 \text{ m}^3/\text{s}$

## II.7 Etude de régularisation

### II.7.1 Objectif et méthodologie

L'étude de régularisation a pour objectif d'établir la capacité de barrage sur oued Rekhoucha de façon que la régularisation annuelle des apports soit optimum.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière ;
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm<sup>3</sup>) ;
- La consommation totale (Mm<sup>3</sup>) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

### II.7.2 Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau II.40** Répartition mensuelle des besoins en eau (Mm<sup>3</sup>)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	total
<b>AEP</b>	0.93	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	9.26
<b>IRRIG</b>	0.51	0.16	0.23	0.30	0.26	0.28	0.33	0.80	1.56	1.98	1.77	1.58	9.76
<b>U</b>	1.44	0.71	0.77	0.85	0.81	0.82	1.26	1.73	2.49	2.90	2.7	2.51	19.02

### II.7.3 Répartition des apports fréquents

**Tableau II.41** Répartition des apports fréquents

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	total
<b>W</b>	2.69	2.31	2.59	2.36	1.90	1.99	2.37	2.13	1.08	0.52	0.70	0.92	21.5

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

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

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

$$V_i = V_{i-1} + \Delta V_i \quad (\text{II.66})$$

Tel que :

$$\Delta V_i = \frac{(S_i + S_{i+1}) * \Delta H}{2} \quad (\text{II.67})$$

Avec :

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

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

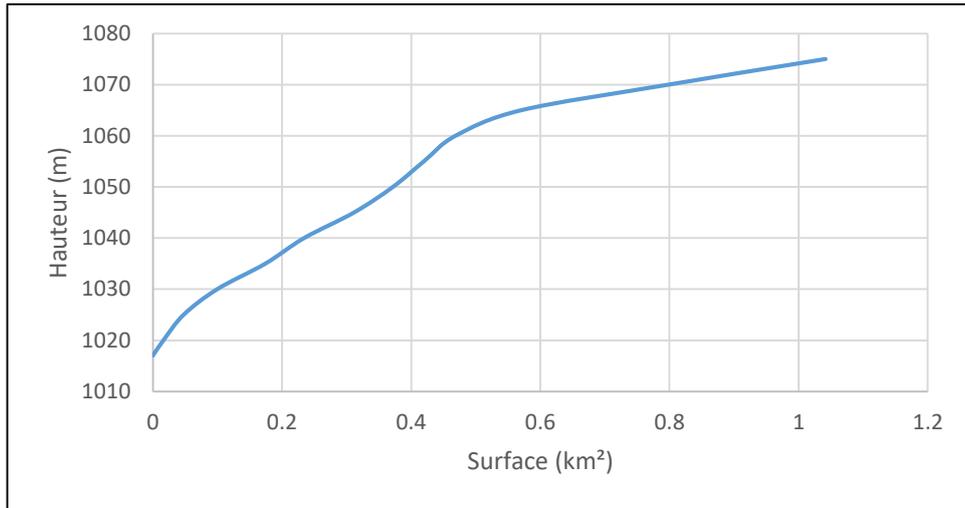
$S_{i+1}$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  ( $km^2$ ) ;  
 $\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives ( $m$ ).

Et :

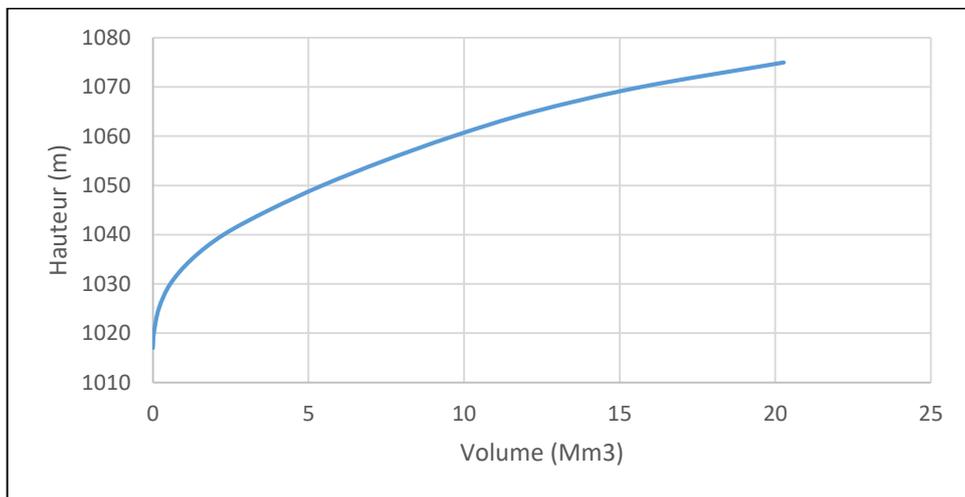
$$V_1 = \frac{2}{3} * S_1 * \Delta H_1 \quad (\text{II.68})$$

**Tableau II.42** Courbes topographiques et volumétrique

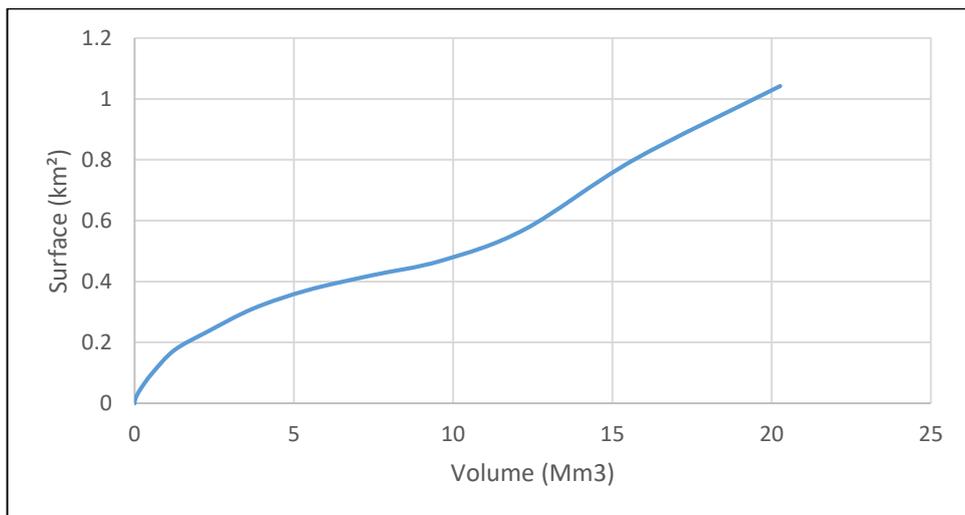
Cote (m)	$\Delta H$	$S_i$	$\Delta V$	$V$
1017	0	0	0.03295	0
1020	5	0.016475	0.16045	0.03295
1025	5	0.047705	0.36874	0.1934
1030	5	0.099791	0.68548	0.56214
1035	5	0.174401	1.0218525	1.24762
1040	5	0.23434	1.36503	2.2694725
1045	5	0.311672	1.70901	3.7345025
1050	5	0.371932	1.9793	5.4435125
1055	5	0.419788	2.22159	7.4228125
1060	5	0.468848	2.59932	9.6444025
1065	5	0.57088	3.42476	12.243723
1070	5	0.799024	4.60172	15.668483
1075	5	1.041664		20.270203



**Figure II.14** Courbe Surface-Hauteur



**Figure II.15** Courbe Capacité-Hauteur



**Figure II.16** Courbe Capacité-Surface

### II.7.5 Calcul du volume utile

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

- L'apport annuel A80% ;
- La consommation totale ;
- Le volume mort de la retenue.

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

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

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad (\text{II.69})$$

Avec :

- $V_{rf}$  : Volume de remplissage final ( $Mm^3$ ) ;
- $V_{ri}$  : Volume de remplissage initial ( $Mm^3$ ) ;
- $W$  : Apport ( $Mm^3$ ) ;
- $U$  : Consommation ( $Mm^3$ ).

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

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.
- **Deuxième Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

### II.7.5.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

Tableau II.43 Résultats de calcul de la période de bonne hydraulicité

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
W	2.69	2.31	2.59	2.36	1.90	1.99	2.37	2.13	1.08	0.52	0.70	0.92
U	1.44	0.71	0.77	0.85	0.81	0.82	1.26	1.73	2.49	2.90	2.7	2.51
W-U	1.25	1.6	1.82	1.51	1.09	1.17	1.11	0.400	-1.41	-2.38	-2.00	-1.59
Σ	9.935								-7.589			

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

### II.7.5.2 Calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte

Tableau II.44 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W	U	W-U		1ère consigne			2ème consigne			
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S	
					/	3.700	/	2.454	3.700	1.246	
Sep	2.690	1.443	1.246	9.935	4.946	4.946	0.000	2.600	3.700	1.100	
Oct	2.306	0.709	1.597		6.544	6.544	0.000	4.197	4.197	0.000	
Nov	2.594	0.776	1.818		8.361	8.361	0.000	6.015	6.015	0.000	
Dec	2.360	0.852	1.508		9.869	9.869	0.000	7.523	7.523	0.000	
Jan	1.904	0.807	1.097		10.966	10.966	0.000	8.619	8.619	0.000	
Fev	1.993	0.827	1.166		12.132	12.132	0.843	9.785	9.785	0.000	
Mars	2.367	1.264	1.104		12.392	12.392	1.104	10.889	10.889	0.000	
Avr	2.134	1.734	0.399		11.688	11.688	0.399	11.289	11.289	0.000	
Mai	1.078	2.694	-1.616		-7.589	9.672	9.672	0.000	9.672	9.672	0.000
Jui	0.521	2.905	-2.385			7.288	7.288	0.000	7.288	7.288	0.000
Juil	0.704	2.697	-1.993	5.295		5.295	0.000	5.295	5.295	0.000	
Aout	0.916	2.512	-1.595	3.700		3.700	0.000	3.700	3.700	0.000	

Le volume mort est de 3.7 Mm<sup>3</sup>;

D'après le tableau, on a :

$$V_s = 9.935 \text{ Mm}^3 \text{ et } V_d = 7.589 \text{ Mm}^3$$

Le barrage fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \Rightarrow V_u = V_d = 7.589 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{nr} = V_m + V_u = 11.289 \text{ Mm}^3$$

### II.7.5.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

#### a) Estimation des pertes $\pi$

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

##### Perte par évaporation :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \quad (\text{II.70})$$

Avec :

$V_{ep}$  : volume perdu à cause de l'évaporation ( $\text{Mm}^3$ ) ;

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

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

tel que :

$$V_{moy} = \frac{V_{rf.i} + V_{rf.i+1}}{2} \quad (\text{II.71})$$

$V_{rf.i} + V_{rf.i+1}$  : Volumes de la retenue de deux mois successifs ( $\text{Mm}^3$ ).

##### Perte par infiltration :

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100} \quad (\text{II.72})$$

Avec :

$V_{inf}$  : Volume perdu à cause de l'infiltration ( $\text{Mm}^3$ );

$\delta$  : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (perméabilité). Dans notre cas, on a un sol à faible perméabilité) alors on opte pour un coefficient  $\delta$  égale à 0.5 .

**Tableau II.45** Calcul des pertes

Mois	$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{ep}$	$V_{inf}$	$\pi$
Sep	4.323	0.475	133	0.063	0.022	0.085
Oct	5.745	0.667	99	0.066	0.029	0.095
Nov	7.452	0.968	46	0.045	0.037	0.082
Dec	9.115	1.362	24	0.033	0.046	0.078
Jan	10.417	1.756	25	0.044	0.052	0.096
Fev	11.549	2.171	43	0.093	0.058	0.151
Mars	12.262	2.470	81	0.200	0.061	0.261
Avr	12.040	2.374	133	0.316	0.060	0.376

**Tableau II.45** Suite et fin

Mois	$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{ep}$	$V_{inf}$	$\pi$
Mai	10.680	1.846	185	0.342	0.053	0.395
Juin	8.480	1.198	241	0.289	0.042	0.331
Jui	6.292	0.754	278	0.210	0.031	0.241
Aout	4.498	0.497	242	0.120	0.022	0.143

**Tableau II.46** Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	W	U	$\pi$	W-(U+ $\pi$ )	1ère consigne			2ème consigne				
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S		
					/	3.700	/	3.488	3.700	0.212		
Sep	2.690	1.443	0.085	1.162	8.711	4.862	4.862	0.000	4.649	4.649	0.000	
Oct	2.306	0.709	0.095	1.502		6.364	6.364	0.000	6.152	6.152	0.000	
Nov	2.594	0.776	0.082	1.736		8.100	8.100	0.000	7.887	7.887	0.000	
Dec	2.360	0.852	0.078	1.429		9.529	9.529	0.000	9.317	9.317	0.000	
Jan	1.904	0.807	0.096	1.001		10.530	10.530	0.000	10.318	10.318	0.000	
Fev	1.993	0.827	0.151	1.015		11.545	11.545	0.000	11.332	11.332	0.000	
Mar	2.367	1.264	0.261	0.842		12.387	12.198	0.189	12.175	12.175	0.000	
Avr	2.134	1.734	0.376	0.023		12.222	12.198	0.023	12.198	12.198	0.000	
Mai	1.078	2.694	0.395	-1.811		8.498	10.387	10.387	0.000	10.387	10.387	0.000
Jui	0.521	2.905	0.331	-2.716			7.672	7.672	0.000	7.672	7.672	0.000
Juil	0.704	2.697	0.241	-2.234			5.438	5.438	0.000	5.438	5.438	0.000
Aou	0.916	2.512	0.143	-1.738			3.700	3.700	0.000	3.700	3.700	0.000

Le volume mort est de : **6.27 Mm<sup>3</sup>** ;

D'après le tableau, on a :  
 $V_s = 8.711 \text{ Mm}^3$  et  $V_d = 8.498 \text{ Mm}^3$

Le barrage fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \Rightarrow V_u = V_d = 8.498 \text{ Mm}^3$$

On vérifie l'erreur, l'erreur ne doit pas dépasser 2% :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \quad (\text{II.73})$$

Avec

$V'_u$  : Volume utile avec pertes ( $\text{Mm}^3$ );  
 $V_u$  : Volume utile sans pertes ( $\text{Mm}^3$ );

$$\varepsilon = 11.99\%$$

Alors on refait l'estimation des pertes par la même méthode en se basant dans le calcul du volume moyen sur les résultats de la régularisation avec pertes.

**Tableau II.47** Calcul des pertes, première itération

Mois	$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{ep}$	$V_{inf}$	$\pi$
Sep	4.281	0.470	133	0.063	0.021	0.084
Oct	5.613	0.647	99	0.064	0.028	0.092
Nov	7.232	0.924	46	0.043	0.036	0.079
Dec	8.815	1.282	24	0.031	0.044	0.075
Jan	10.030	1.630	25	0.041	0.050	0.091
Fev	11.037	1.975	43	0.085	0.055	0.140
Mars	11.966	2.342	81	0.190	0.060	0.250
Avr	12.305	2.489	133	0.331	0.062	0.393
Mai	11.305	2.075	185	0.384	0.057	0.440
Juin	9.029	1.339	241	0.323	0.045	0.368
Jui	6.555	0.799	278	0.222	0.033	0.255
Aout	4.569	0.505	242	0.122	0.023	0.145

**Tableau II.48** Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	W	U	$\pi$	W-(U+ $\pi$ )	1ère consigne			2ème consigne				
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S		
					/	3.700	/	3.565	3.700	0.135		
Sep	2.690	1.443	0.084	1.162	8.732	4.862	4.862	0.000	4.727	4.727	0.000	
Oct	2.306	0.709	0.092	1.505		6.367	6.367	0.000	6.232	6.232	0.000	
Nov	2.594	0.776	0.079	1.739		8.107	8.107	0.000	7.971	7.971	0.000	
Dec	2.360	0.852	0.075	1.433		9.539	9.539	0.000	9.404	9.404	0.000	
Jan	1.904	0.807	0.091	1.006		10.545	10.545	0.000	10.410	10.410	0.000	
Fev	1.993	0.827	0.140	1.026		11.571	11.571	0.000	11.436	11.436	0.000	
Mar	2.367	1.264	0.250	0.854		12.425	12.297	0.129	12.290	12.290	0.000	
Avr	2.134	1.734	0.393	0.007		12.304	12.297	0.007	12.297	12.297	0.000	
Mai	1.078	2.694	0.440	-1.857		8.597	10.440	10.440	0.000	10.440	10.440	0.000
Jui	0.521	2.905	0.368	-2.752			7.688	7.688	0.000	7.688	7.688	0.000
Juil	0.704	2.697	0.255	-2.248			5.440	5.440	0.000	5.440	5.440	0.000
Aou	0.916	2.512	0.145	-1.740			3.700	3.700	0.000	3.700	3.700	0.000

D'après le tableau, on a :

$$V_s = 8.732 \text{ Mm}^3 \text{ et } V_d = 8.597 \text{ Mm}^3$$

Le barrage fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \Rightarrow V_u = V_d = 8.597 \text{ Mm}^3$$

$\varepsilon = 1.23\%$  Donc la condition est vérifiée.

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{nnr} = V_m + V_u = 12.297 \text{ Mm}^3$$

Ce volume correspond au niveau normal de la retenue, par projection sur la courbe Hauteur-Volume on obtient :

$$N_{nnr} = 1065.60 \text{ m NGA}$$

## II.8 Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{II.74})$$

Avec :

- $Q$  : Débit entrant de la crue ( $m^3/s$ ) ;
- $q$  : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé) ( $m^3/s$ ) ;
- $S$  : Surface du plan d'eau de la cuvette ( $m^2$ ).

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

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{II.75})$$

Tel que :

$\frac{dh}{dt}$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

- Méthode de Muskingum ;
- Méthode Step by step ;
- Méthode graphique ;
- Méthode de Kotecherin ;
- Méthode de Hidenblat.

Nous retenons la méthode de Muskingum.

### II.8.1 Principe de la méthode de Muskingum

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

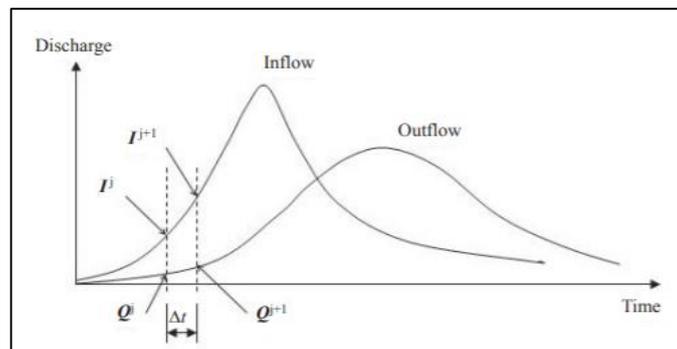


Figure II.17 Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie (Balaz, et al., 2010)

Le bilan d'eau est traduit en utilisant l'équation suivante :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{II.76})$$

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

$$f(O) = 2 \frac{S}{\Delta t} + O \quad (\text{II.77})$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

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

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

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :  
 $f(O) = 2 \frac{S}{\Delta t} + O$

### II.8.2 Application de la méthode de Muskingum pour largeur de déversoir $b= 60$ m

La courbe Surface-Hauteur peut être modélisée par l'équation suivante :

$$S = 0.9856 - 0.3881 * \cos(0.07821 * C) - 0.1307 * \sin(0.07821 * C) \quad (\text{II.78})$$

Avec :

$S$  : Surface du plan d'eau ( $km^2$ ) ;

$C$  : Cote du plan d'eau ( $m$ ).

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage  $f(O) = 2 \frac{S}{\Delta t} + O$  :

Le débit de sortie est calculé par la formule :

$$O = m * b * \sqrt{2 * g} * H^{2/3} \quad (\text{II.79})$$

Avec :

$O$  : Débit de sortie ( $m^3/s$ ) ;

$m$  : Coefficient de débit,  $m = 0.49$  ;

$b$  : Largeur du déversoir ( $m$ ) ;

$H$  : Hauteur de la lame déversante ( $m$ ).

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

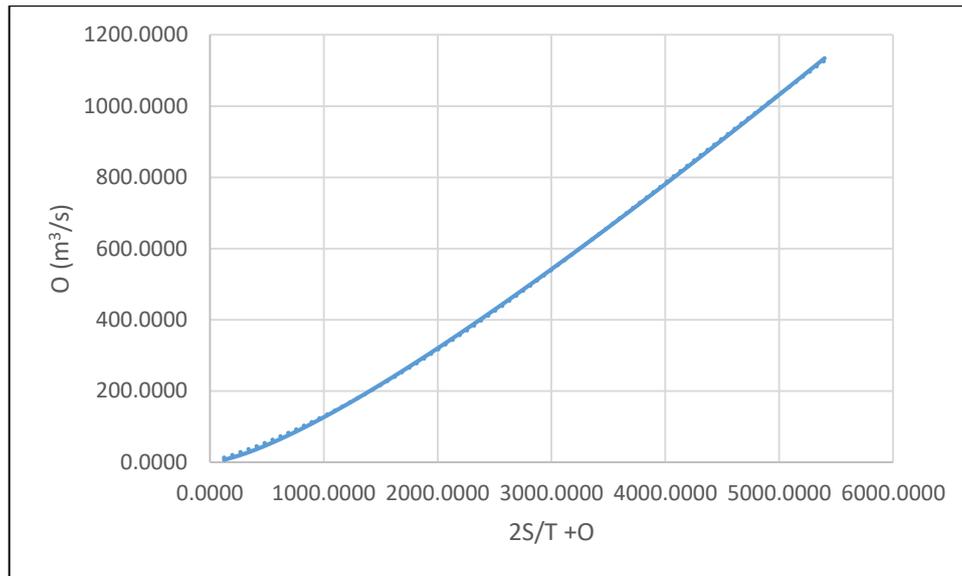
La valeur maximale de débit d'entrée  $I = 1134.2 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Ceci correspondant -selon la formule (II.79)- à un  $H_{max} = 4.23 \text{ m}$ .

Les résultats obtenus pour des différentes valeurs de  $H = 0 \div H_{max}$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II.49** Calcul de la courbe caractéristique du barrage

H (m)	COTE (m)	A(Km <sup>2</sup> )	S(Hm <sup>3</sup> )	O(m <sup>3</sup> /s)	2S/T+O
0.1366	1068.3366	0.7770	0.1061	6.5712	124.4631
0.2731	1068.4731	0.7814	0.2134	18.5863	255.7010
0.4097	1068.6097	0.7858	0.3219	34.1451	391.8128
0.5462	1068.7462	0.7902	0.4316	52.5699	532.1195
0.6828	1068.8828	0.7945	0.5425	73.4687	676.2281
0.8193	1069.0193	0.7989	0.6546	96.5771	823.8728
0.9559	1069.1559	0.8033	0.7678	121.7010	974.8578
1.0924	1069.2924	0.8077	0.8823	148.6901	1129.0310
1.2290	1069.4290	0.8120	0.9980	177.4234	1286.2693
1.3655	1069.5655	0.8164	1.1148	207.8007	1446.4705
1.5021	1069.7021	0.8207	1.2328	239.7376	1609.5475
1.6386	1069.8386	0.8251	1.3520	273.1612	1775.4250
1.7752	1069.9752	0.8294	1.4724	308.0081	1944.0367
1.9117	1070.1117	0.8338	1.5940	344.2224	2115.3238
2.0483	1070.2483	0.8381	1.7167	381.7543	2289.2332
2.1848	1070.3848	0.8425	1.8406	420.5591	2465.7166
2.3214	1070.5214	0.8468	1.9657	460.5963	2644.7301
2.4579	1070.6579	0.8511	2.0920	501.8291	2826.2329
2.5945	1070.7945	0.8554	2.2194	544.2238	3010.1873
2.7311	1070.9311	0.8597	2.3479	587.7493	3196.5579
2.8676	1071.0676	0.8640	2.4776	632.3770	3385.3117
3.0042	1071.2042	0.8683	2.6085	678.0803	3576.4173
3.1407	1071.3407	0.8726	2.7405	724.8345	3769.8451
3.2773	1071.4773	0.8768	2.8737	772.6165	3965.5669
3.4138	1071.6138	0.8811	3.0079	821.4046	4163.5557
3.5504	1071.7504	0.8854	3.1433	871.1785	4363.7854
3.6869	1071.8869	0.8896	3.2799	921.9190	4566.2313
3.8235	1072.0235	0.8938	3.4175	973.6080	4770.8693
3.9600	1072.1600	0.8981	3.5563	1026.2286	4977.6759
4.0966	1072.2966	0.9023	3.6962	1079.7643	5186.6286
4.2331	1072.4331	0.9065	3.8372	1134.2000	5397.7052



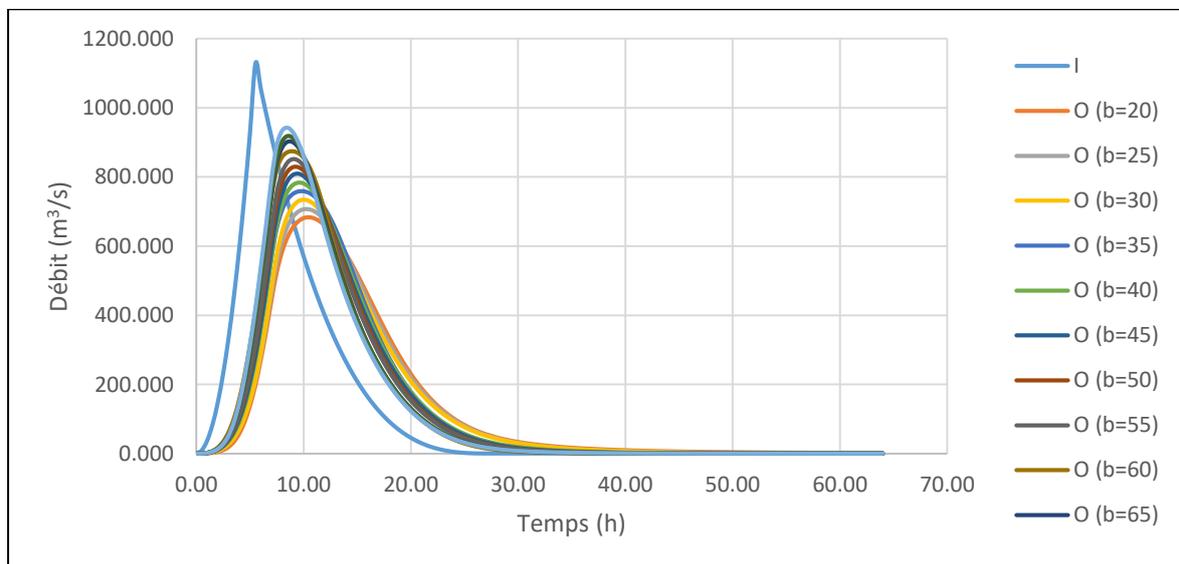
**Figure II.18** Courbe caractéristique de la cuvette

En utilisant la courbe caractéristique de la cuvette ainsi que l'équation (II.76) :

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

On détermine l'hydrogramme laminé. Le résultat du calcul de l'hydrogramme laminé est donné dans l'annexe (II.1)

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b, est donné dans l'annexe (II.2).



**Figure II.19** Hydrogramme d'entrée et de sortie

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

**Tableau II.50** Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

<b>B (m)</b>	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
<b>O (m<sup>3</sup>/s)</b>	683.08	706.06	734.59	758.36	783.60	809.36	828.46	851.60	874.16	901.32	918.13	942.30
<b>H (m)</b>	6.28	5.53	5.03	4.64	4.34	4.10	3.88	3.71	3.56	3.44	3.32	3.22
<b>NPHSE (m)</b>	1071.9	1071.1	1070.6	1070.2	1069.9	1069.7	1069.5	1069.3	1069.2	1069.0	1068.9	1068.8
<b>V<sub>forcé</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	4.770	3.954	3.410	2.987	2.667	2.414	2.186	2.009	1.857	1.739	1.611	1.516
<b>Facteur d'amortissement</b>	60.22	62.25	64.76	66.86	69.08	71.36	73.04	75.08	77.07	79.47	80.95	83.08

## II.9 Etude d'optimisation

Cette étude consiste à 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.

Pour faire il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.

### II.9.1 La revanche

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

$$R = 0.75 * H_v + \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{II.80})$$

Avec :

$H_v$  : Hauteur des vagues (m) ;

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

La hauteur des vagues  $H_v$  est donnée par les formules suivante :

#### a) Formule de Stevenson

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (\text{II.81})$$

Avec :

$F$  : c'est la longueur continue du plan d'eau compris entre le barrage et la rive opposée la plus éloignée. ( $F = 3.15 \text{ km}$ ).

#### b) Formule de Mallet-Paquant

$$H_v = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \quad (\text{II.82})$$

La vitesse des vagues est donnée par la formule suivante :

$$V = 1.5 + 2 * H_v \quad (\text{II.83})$$

Il existe une formule simplifiée qui nous donne la revanche en fonction de la revanche :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (\text{II.84})$$

**Tableau II.51** Résultats des calculs de la revanche

Formule	$H_v$ (m)	$V$ (m/s)	$R$ (m)
F. Stevenson Gaillard	1.01	3.51	1.38
F. Mallet Paquent	1.09	3.67	1.50
F. Simplifiée	-	-	1.53
moyenne	-	-	1.47

Pour notre cas, on prend la valeur la plus proche de la moyenne, donc :  $R = 1.5$  m

### II.9.2 Le tassement

La valeur du tassement est calculée par une des formules suivantes :

$$T = 0.015 * H_b \quad (\text{II.85})$$

$$T = 0.001 * H_b^{3/2} \quad (\text{II.86})$$

Avec :

$H_b$  : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = NNR - C_f + h_d + R + T \quad (\text{II.87})$$

Avec :

$NNR$  : Niveau normal de la retenue (m) ;

$C_f$  : Cote du fond (m) ;

$h_d$  : Hauteur de la lame déversante (m).

Nous retenons les valeurs données par la formule (II.85) montrer dans le tableau suivant :

**Tableau II.52** Calcul de tassement pour les différentes largeurs de déversoir

B (m)	$H_d$ (m)	$H_b$ (m)	T (II.85) (m)	T (II.86) (m)
20	6.28	56.4	0.846	0.423
25	5.53	55.6	0.834	0.415
30	5.03	55.1	0.827	0.409
35	4.64	54.7	0.821	0.405
40	4.33	54.4	0.816	0.402
45	4.09	54.2	0.813	0.399
50	3.88	54.0	0.810	0.397
55	3.71	53.8	0.807	0.395
60	3.56	53.7	0.805	0.393
65	3.44	53.5	0.803	0.392
70	3.32	53.4	0.801	0.390
75	3.22	53.3	0.800	0.389

### II.9.3 La largeur en crête

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

- a) **Formule de T.Knappen** (Ministère de l'agriculture française, 1977)

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \quad (\text{II.88})$$

- b) **Formule de E.F.Preece** (Poste & Londe, 1953)

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \quad (\text{II.89})$$

- c) **Formule simplifiée** (Ministère de l'agriculture française, 1977)

$$b_{cr} = 3.6 * H_b^{1/3} - 3 \quad (\text{II.90})$$

- d) **Formule pratique**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} * \sqrt{H_b} \quad (\text{II.91})$$

**Tableau II.53** Résultats de calcul des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

B (m)	H (m)	T	H <sub>b</sub> (m)	b <sub>cr</sub> (m)				Valeur retenue
				T.Knappen	E.F.Preece	Simplifiée	Pratique	
20	6.28	0.846	57.2	12.482	9.321	10.873	12.608	11.00
25	5.53	0.834	56.5	12.399	9.266	10.811	12.524	11.00
30	5.03	0.827	56.0	12.343	9.228	10.770	12.467	11.00
35	4.64	0.821	55.6	12.299	9.199	10.737	12.423	11.00
40	4.33	0.816	55.2	12.264	9.176	10.711	12.388	11.00
45	4.09	0.813	55.0	12.237	9.158	10.691	12.361	11.00
50	3.88	0.810	54.8	12.213	9.142	10.673	12.337	11.00
55	3.71	0.807	54.6	12.194	9.129	10.659	12.317	11.00
60	3.56	0.805	54.5	12.177	9.118	10.646	12.300	11.00
65	3.44	0.803	54.3	12.163	9.109	10.636	12.286	11.00
70	3.32	0.801	54.2	12.150	9.100	10.626	12.273	11.00
75	3.22	0.800	54.1	12.138	9.092	10.617	12.261	11.00

### II.9.4 Calcule du volume et cout de la digue

On commence par le calcul du volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son cout. Le volume de la digue est donné par la formule suivante :

$$V_b = \sum V_i = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \quad (\text{II.92})$$

Avec :

V<sub>i</sub> : Volume du barrage à la cote i (m<sup>3</sup>) ;

L<sub>i</sub> : Distance entre deux coupes voisines (m) ;

S<sub>i</sub>, S<sub>i+1</sub> : Section transversale correspondante à la coupe i (m<sup>2</sup>), donné par la formule suivante :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} * H_i \quad (\text{II.93})$$

Avec :

$b$  : Largeur en crête (m) ;

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

$$H_i = NNR - C_f + R + h_d + t \quad (\text{II.94})$$

$h_d$  : Hauteur de la lame déversante (m) ;

$R$  : La revanche (m) ;

$t$  : Tassement (m) ;

$B_i$  : Largeur de la base (m), donnée par la formule :

$$B_i = (m_1 + m_2) * H_i + b \quad (\text{II.95})$$

$m_1, m_2$  : Fruit des talus, on prend  $m_1, m_2 = 2$  ;

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, nous pouvons calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment.

Le cout estimatif du remblai est de 900 DZD

**Tableau II.54** Résultats de calculs du coût de la digue pour une largeur de déversoir B=60 m

Coupe	$C_f$	$H_i$	$B_i$	$S_i$	$L_i$	$V_i$	Cout
1	1071.5	0	11	0	0	0	0.00 DZD
2	1070	1.5	17	21	2.5	26.25	23 625.00 DZD
3	1067.5	4	27	76	5.63	273.055	245 749.50 DZD
4	1065	6.5	37	156	5.5	638	574 200.00 DZD
5	1062.5	9	47	261	5.83	1215.555	1 093 999.50 DZD
6	1060	11.5	57	391	6.45	2102.7	1 892 430.00 DZD
7	1057.5	14	67	546	7.5	3513.75	3 162 375.00 DZD
8	1055	16.5	77	726	8.2	5215.2	4 693 680.00 DZD
9	1052.5	19	87	931	12.02	9958.57	8 962 713.00 DZD
10	1050	21.5	97	1161	9.8	10250.8	9 225 720.00 DZD
11	1047.5	24	107	1416	9.13	11764.005	10 587 604.50 DZD
12	1045	26.5	117	1696	8.78	13661.68	12 295 512.00 DZD
13	1042.5	29	127	2001	7.92	14640.12	13 176 108.00 DZD
14	1040	31.5	137	2331	6	12996	11 696 400.00 DZD
15	1037.5	34	147	2686	5.8	14549.3	13 094 370.00 DZD
16	1035	36.5	157	3066	5.83	16767.08	15 090 372.00 DZD
17	1032.5	39	167	3471	5.36	17519.16	15 767 244.00 DZD
18	1030	41.5	177	3901	5.78	21305.08	19 174 572.00 DZD
19	1027.5	44	187	4356	6.12	25266.42	22 739 778.00 DZD
20	1025	46.5	197	4836	6.76	31068.96	27 962 064.00 DZD
21	1022.5	49	207	5341	7.03	35772.155	32 194 939.50 DZD
22	1020	51.5	217	5871	19.6	109877.6	98 889 840.00 DZD
23	1017	54.5	229	6540	30.86	191501.73	172 351 557.00 DZD
24	1020	51.5	217	5871	11.4	70742.7	63 668 430.00 DZD
25	1022.5	49	207	5341	5.24	29375.44	26 437 896.00 DZD

**Tableau II.54** Suite et fin.

Coupe	C <sub>f</sub>	H <sub>i</sub>	B <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	L <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	Cout
26	1025	46.5	197	4836	7.28	37044.28	33 339 852.00 DZD
27	1027.5	44	187	4356	9.15	42053.4	37 848 060.00 DZD
28	1030	41.5	177	3901	6.72	27743.52	24 969 168.00 DZD
29	1032.5	39	167	3471	5.6	20641.6	18 577 440.00 DZD
30	1035	36.5	157	3066	7.12	23271.72	20 944 548.00 DZD
31	1037.5	34	147	2686	9.88	28414.88	25 573 392.00 DZD
32	1040	31.5	137	2331	8.04	20168.34	18 151 506.00 DZD
33	1042.5	29	127	2001	5.7	12346.2	11 111 580.00 DZD
34	1045	26.5	117	1696	7.66	14159.51	12 743 559.00 DZD
35	1047.5	24	107	1416	8.69	13521.64	12 169 476.00 DZD
36	1050	21.5	97	1161	9	11596.5	10 436 850.00 DZD
37	1052.5	19	87	931	8.6	8995.6	8 096 040.00 DZD
38	1055	16.5	77	726	9.82	8135.87	7 322 283.00 DZD
39	1057.5	14	67	546	7.12	4528.32	4 075 488.00 DZD
40	1060	11.5	57	391	7.94	3719.89	3 347 901.00 DZD
41	1062.5	9	47	261	7.89	2572.14	2 314 926.00 DZD
42	1065	6.5	37	156	7.55	1574.175	1 416 757.50 DZD
43	1067.5	4	27	76	6.42	744.72	670 248.00 DZD
44	1070	1.5	17	21	6.8	329.8	296 820.00 DZD
45	1071.5	0	11	0	4.6	48.3	43 470.00 DZD
46	1071.5	0	11	0	0	0	0.00 DZD
					Σ	931611.715	838 450 543.50 DZD

**Tableau II.55** Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs du déversoir.

Largeur déversoir (m)	Hauteur du barrage (m)	Cout de la digue
20	57.2	957 861 005.63 DZD
25	56.5	924 281 176.50 DZD
30	56.0	902 316 937.50 DZD
35	55.6	891 793 561.50 DZD
40	55.2	872 146 569.06 DZD
45	55.0	859 421 272.50 DZD
50	54.8	851 003 402.94 DZD
55	54.6	846 796 750.74 DZD
60	54.5	838 450 543.50 DZD
65	54.3	834 296 305.86 DZD
70	54.2	829 238 774.63 DZD
75	54.1	826 955 829.55 DZD

## II.9.5 Calcul du cout de l'évacuateur de crues

### II.9.5.1 Cout du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile WES, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, érosion...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de débit est  $m = 0.49$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H_d} = \frac{1}{K} * \left(\frac{X}{H_d}\right)^n \quad (\text{II.96})$$

Avec :

$Y, X$  : Respectivement, les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir ( $m$ ) ;

$H_d$  : Hauteur de la lame déversante ( $m$ ) ;

$K, n$  : paramètre en fonction de la pente amont du déversoir standard, on opte pour une pente vertical, donc :  $K = 2$  et  $n = 1.85$

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 II.56** Cout du déversoir

<b>B (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>Section de profil (m<sup>2</sup>)</b>	<b>volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>cout (da)</b>
20	6.28	45	900	31 500 000.00 DZD
25	5.53	42	1050	36 750 000.00 DZD
30	5.03	40	1200	42 000 000.00 DZD
35	4.64	39	1365	47 775 000.00 DZD
40	4.33	38	1520	53 200 000.00 DZD
45	4.09	37	1665	58 275 000.00 DZD
50	3.88	36	1800	63 000 000.00 DZD
55	3.71	35	1925	67 375 000.00 DZD
60	3.56	34	2040	71 400 000.00 DZD
65	3.44	33	2145	75 075 000.00 DZD
70	3.32	32	2240	78 400 000.00 DZD
75	3.22	30	2250	78 750 000.00 DZD

### II.9.5.2 Cout du coursier

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 130 m. Le volume du béton de coursier est calculé par :

$$V_b = S_b * L_{cou} \quad (II.97)$$

Et :

$$S_b = S_{radier} + S_{mur} \quad (II.98)$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont prises respectivement de 1m et 0.7m.

La largeur de coursier est donnée par

$$b_{cou} = Q_{max}^{0.4} \quad (II.99)$$

$$b_{ext.cou} = b_{cou} + 2 * 0.7 \quad (II.100)$$

$$S_{radier} = b_{ext.cou} * e \quad (II.101)$$

$$H_{mur} = H_d + 0.8 \quad (II.102)$$

$$S_{mur} = H_{mur} * e * 2 \quad (II.103)$$

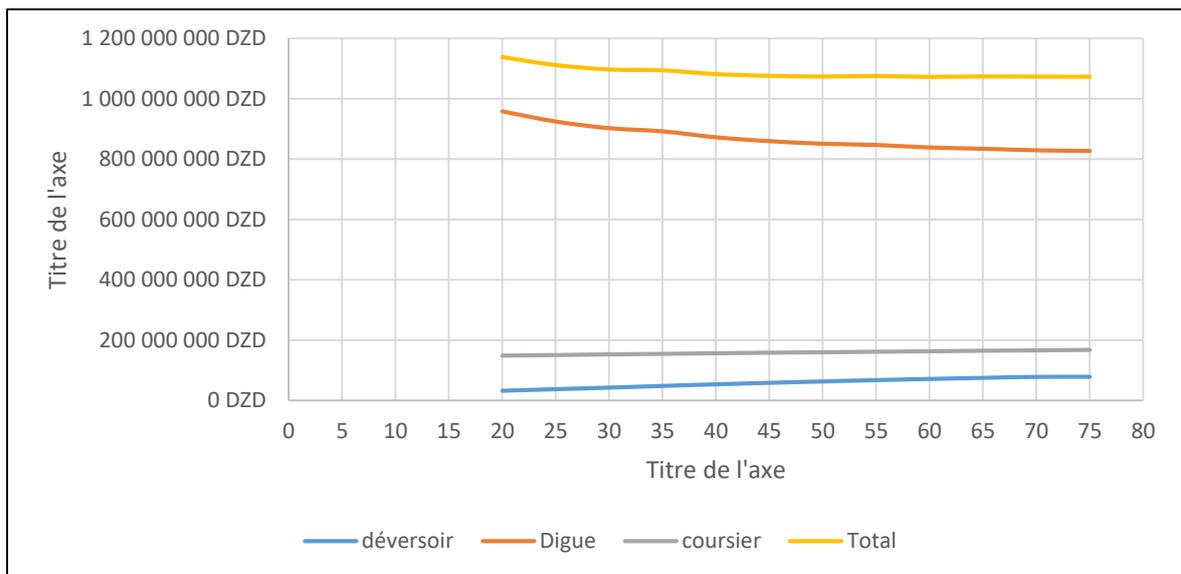
**Tableau II.57** Cout du coursier.

<b>B (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>Q(m3/s)</b>	<b>S.radier (m<sup>2</sup>)</b>	<b>S.mur (m<sup>2</sup>)</b>	<b>S.tot (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V.béton (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cout</b>
20	6.28	683.08	15.01	10.02	25.03	4254.63	148 911 930.39 DZD
25	5.53	706.06	15.19	10.14	25.33	4305.60	150 696 131.57 DZD
30	5.03	734.59	15.41	10.28	25.69	4367.52	152 863 345.04 DZD
35	4.64	758.36	15.59	10.40	25.99	4418.04	154 631 238.87 DZD
40	4.33	783.60	15.78	10.52	26.30	4470.63	156 471 880.67 DZD
45	4.09	809.36	15.96	10.64	26.61	4523.25	158 313 730.57 DZD
50	3.88	828.46	16.10	10.73	26.83	4561.63	159 657 221.84 DZD
55	3.71	851.60	16.26	10.84	27.10	4607.43	161 260 197.81 DZD
60	3.56	874.16	16.42	10.94	27.36	4651.38	162 798 134.75 DZD
65	3.44	901.32	16.60	11.06	27.67	4703.38	164 618 338.97 DZD
70	3.32	918.12	16.72	11.14	27.85	4735.08	165 727 828.25 DZD
75	3.22	942.29	16.88	11.24	28.12	4780.08	167 302 716.09 DZD

**II.9.6 Cout total**

**Tableau II.58** Cout total du barrage

Largeur déversoir (m)	Ha (m)	Hauteur du barrage (m)	Cout			
			Digue	évacuateur		Total
				déversoir	coursier	
20	6.28	57.2	957 861 006 DZD	31 500 000 DZD	148 911 930 DZD	1 138 272 936 DZD
25	5.53	56.5	924 281 177 DZD	36 750 000 DZD	150 696 132 DZD	1 111 727 308 DZD
30	5.03	56	902 316 938 DZD	42 000 000 DZD	152 863 345 DZD	1 097 180 283 DZD
35	4.64	55.6	891 793 562 DZD	47 775 000 DZD	154 631 239 DZD	1 094 199 800 DZD
40	4.33	55.2	872 146 569 DZD	53 200 000 DZD	156 471 881 DZD	1 081 818 450 DZD
45	4.09	55	859 421 273 DZD	58 275 000 DZD	158 313 731 DZD	1 076 010 003 DZD
50	3.88	54.8	851 003 403 DZD	63 000 000 DZD	159 657 222 DZD	1 073 660 625 DZD
55	3.71	54.6	846 796 751 DZD	67 375 000 DZD	161 260 198 DZD	1 075 431 949 DZD
60	3.56	54.5	838 450 544 DZD	71 400 000 DZD	162 798 135 DZD	1 072 648 678 DZD
65	3.44	54.3	834 296 306 DZD	75 075 000 DZD	164 618 339 DZD	1 073 989 645 DZD
70	3.32	54.2	829 238 775 DZD	78 400 000 DZD	165 727 828 DZD	1 073 366 603 DZD
75	3.22	54.1	826 955 830 DZD	78 750 000 DZD	167 302 716 DZD	1 073 008 546 DZD



**Figure II.20** Cout Total du barrage

### II.9.7 Interprétation

D'un point de vue économique, les variantes :  $b=50, 55, 60$  et  $65$  m sont les plus adéquates. Nous tiendrons la variante  $b=60$  m vue qu'elle est la plus économique, et elle assure la sécurité de l'ouvrage dans le cas de la crue de 10 000 ans.

### Conclusion

De l'analyse effectuée en fonction des données hydrologiques disponibles, on peut en conclure que les totaux de la précipitation dans la région sont assez modérés, d'environ 370 mm/an. Le débit de crue millénaire laminé qui égale à  $1134.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , et la cote NNR sur laquelle on doit caler la crête du déversoir égale à 1065.6m NGA, aussi la largeur optimale du déversoir est de 60 m avec une charge déversante de 3.55 m. avec un volume utile de 10.6 Mm<sup>3</sup>, volume mort de 3.7 Mm<sup>3</sup>.

La difficulté de l'obtention des données hydrologiques et des études existantes et l'inexistence de quelques données locales, nous a obligé de travailler avec des formules empiriques ce qui rend les résultats moins précis. Pour la garantie du bon fonctionnement du réservoir et des ouvrages hydrauliques, il sera nécessaire D'installer dans le bassin versant des postes pluviographiques et des réservoirs de mesure de l'évaporation, pour la fourniture d'informations locales plus précises. Pour une meilleure connaissance du régime des débits et des niveaux près du site du barrage, qui seront nécessaires pour le calcul des dimensions des ouvrages de la dérivation, de la vidange de fond et du déversoir.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.59** Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénominations	Unités	Valeurs
Volume mort	$Mm^3$	3.7
Volume utile	$Mm^3$	8.597
Volume NNR	$Mm^3$	14.3
Cote du fond	$m \text{ NGA}$	1017
Cote NNR	$m \text{ NGA}$	1065.6
Cote NPHE	$m \text{ NGA}$	1069.15
Tassement	$m$	0.81
Revanche	$m$	1.5
Cote en crête	$m \text{ NGA}$	1071.5
Largeur en crête	$m$	11
Débit évacué	$m^3/s$	874
Largeur du déversoir	$m$	60
Charge déversée	$m$	3.55

## Chapitre III

### ETUDE DE VARIANTE DE L'EVACUATEUR DE CRUES

L'alimentation des barrages n'est pas contrôlée, le barrage est toujours sous risque d'une submersion lors des crues importantes. Cela nécessite la mise en disposition d'une structure permettant l'évacuation des eaux des crues sans que le barrage subisse une submersion surtout dans le cas d'un barrage en remblai.

Dans ce chapitre, nous allons détailler le dimensionnement de cette structure et choisir la variante la plus adéquate.

#### III.1 Présentation général de l'évacuateur de crue

Il existe plusieurs types des évacuateurs selon divers critères, on citera parmi ces critères :

- 1- Le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement :
  - a. Evacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe ...)
  - b. Evacuateur en charge (puits, siphon).
- 2- L'emplacement par rapport à la digue
  - a. Evacuateur central ;
  - b. Evacuateur latéral (à entonnement frontal ou bien latéral).
- 3- Mode de réglage du débit : seuil vannée ou non vannée.

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 (rectiligne, curviligne...) suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au 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.

On choisira 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  $Q_{ev} = 874 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La charge maximale déversante  $h_d = 3.55 \text{ m}$  ;

- La largeur du déversoir  $b = 60 \text{ m}$ .

### III.1.1 Choix du type de l'évacuateur de crues

Les critères intervenants dans le choix du type sont :

- La qualité des prévisions des crues ;
- La séismicité de la zone d'étude ;
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site ;
- Le type de barrage.

Parmi les critères de choix du tracé de l'évacuateur :

- Le plus court possible ;
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage ;
- Rectiligne si possible.

Le débit maximum à évacuer est relativement important ( $Q_{ev} = 874 \text{ m}^3/\text{s}$ ) alors que la variante évacuatrice en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation ;
- Capacité de débit limité pour cette variante ;
- La rive doit être rocheuse ou bien la digue en béton et ce n'est pas le cas de notre barrage ;
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

Vu que la digue est en terre, on ne peut pas mettre 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 coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage.
- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 54.5 m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (Profil WES) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est coûteuse 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 réponde aux différents critères de choix du type de l'évacuateur

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique pour cela on va faire le calcul hydraulique des deux variantes pour pouvoir décider de la variante la plus favorable.

On étudiera deux variante, évacuateur latéral à entonnement latéral, et évacuateur latéral à déversoir en labyrinthe.

### III.1.2 Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

## III.2 Evacuateur latérale à déversoir en labyrinthe

Une méthode efficace pour augmenter la longueur de la crête de déversoir sans une augmentation de la largeur de la structure est d'utiliser un déversoir labyrinthe. Le déversoir en labyrinthe se compose d'une série de murs relativement minces ayant une forme répétitive en plan, en forme généralement triangulaire ou trapézoïdale, avec une face verticale en amont. Les déversoirs en labyrinthe sont particulièrement adaptés aux sites où la largeur disponible pour l'évacuateur est relativement limitée. Le labyrinthe ou le *Piano Key Weir* représente une solution efficace pour l'accroissement de la capacité de stockage et/ou la capacité d'évacuation des crues de la plupart des barrages existants. Il peut être une solution économique pour les évacuateurs de crues des nouveaux barrages.

### III.2.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un canal artificiel avant le déversoir, qui peut guider en douceur les eaux de crue jusqu'au seuil de débordement. Habituellement, le débit d'eau est maintenu stable à faible vitesse (doit être inférieur à la vitesse admissible spécifique à la nature du sol).

La vitesse d'approche ( $V_a$ ) est calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche

$$V_a = \frac{Q_{év}}{S_c} \quad (III.1)$$

Avec :

$V_a$  : Vitesse d'approche (m/s) ;

$Q_{év}$  : Débit maximum à évacuer (m<sup>3</sup>/s) ;

$S_c$  : Section du canal d'approche (m<sup>2</sup>), tel que :

$$S_c = h * b \quad (III.2)$$

$b$  : Largeur du déversoir (m) ;

$h$  : Charge hydraulique (m), tel que :

$$h = h_d + P \quad (III.3)$$

$h_d$  : Hauteur de la lame déversante (m) ;

$P$  : Hauteur de la pelle (m), on a (pour les déversoirs labyrinthe) :

$$0.4 < h_d/p < 0.6 \quad (III.4)$$

On prend :  $b = 30 \text{ m}$  et  $P = 6 \text{ m}$

Ce qui nous donne :  $h = 9.55 \text{ m}$

Donc :  $S_c = 286.5 \text{ m}^2$

Et :  $V_a = 3.05 \text{ m/s}$

$V_a < V_{adm}$  avec  $V_{adm} = 3.1$  pour les marnes (annexe III.1), donc pas de risque d'érosion.

- **Pente du canal d'approche**

Pour un régime uniforme :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{\frac{2}{3}} * I_0^{1/2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

$Q$  : Débit à évacuer ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$n$  : Coefficient de Manning ;

$S$  : Section mouillée ( $\text{m}^2$ ) ;

$R$  : Rayon hydraulique (m) ;

$I_0$  : Pente du fond (m/m).

$$I_0 = 0.008 = 0.8 \text{ ‰}$$

- **Hauteur du mur du canal d'approche**

La hauteur du mur est donnée par la formule :

$$H_m = h_d + P + Re \quad (\text{III.6})$$

Avec :

$H_m$  : Hauteur du mur (m) ;

$h_d$  : Hauteur de la lame déversante (m) ;

$P$  : Hauteur de la pelle (m) ;

$Re$  : Revanche (m), elle est donnée par la formule :

$$Re = 0.6 + 0.05 * V_a * h_d^{1/3} \quad (\text{III.7})$$

$V_a$  : Vitesse d'approche (m/s).

$$Re = 0.83$$

$$H_m = 10.38 \text{ m}$$

On prend

$$H_m = 10.4 \text{ m}$$

### III.2.2 Déversoir

Le dimensionnement hydraulique du déversoir labyrinthe ou *Piano Key Weir* implique la détermination de la configuration géométrique, triangulaire ou trapézoïdale, le nombre des cycles, la longueur  $W$  ... etc.

On a :

$$Q_L = 874 \text{ m}^3/\text{S} , \quad L = 60 \text{ m}, \quad h_d = 3.55 \text{ m}, \quad P = 6 \text{ m}, \quad W = 30 \text{ m}$$

On détermine le paramètre  $l/w$  en fonction de  $h/p$  et  $Q_L/Q_N$  par l'abaque **Figure III.1** établie par (Hay & Taylor, 1970)

$$Q_N = C_d W h_d^{3/2} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

$Q_N$  : Débit évacuer par déversoir frontale d'une largeur égale à la largeur du labyrinthe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$W$  : Largeur du labyrinthe (m) ;

$h$  : Hauteur de la lame déversante (m) ;

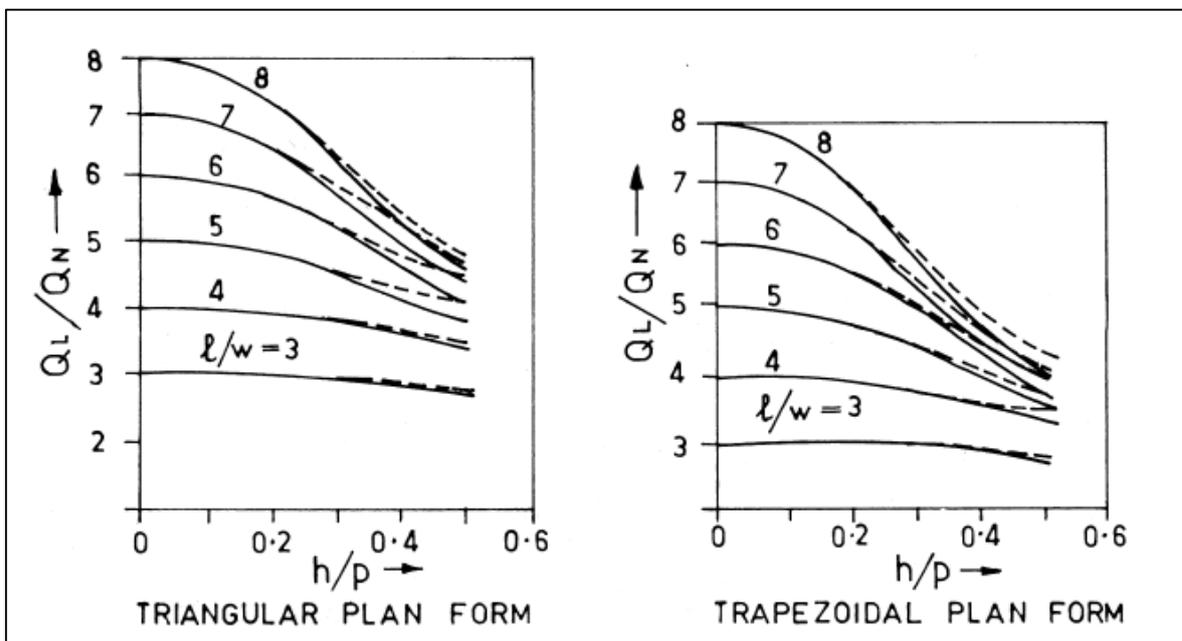
$C_d$  : Coefficient du débit donné par la formule :

$$C_d = 1.77 + 0.22 \frac{h_d}{p} \quad (\text{III.9})$$

On trouve :  $C_d = 1.9$

Et :  $Q_N = 381.29 \text{ m}^3/\text{S}$

$$\frac{Q_L}{Q_N} = 2.3 \text{ et } \frac{h}{p} = 0.59$$



**Figure III.1** Abaque pour la conception des labyrinthe Weir (Hay & Taylor, 1970)

De l'abaque on trouve :

$$l/W = 2.68$$

On prend le nombre de cycle  $N=2$ .

On calcule la longueur d'un cycle par :

$$l = (l/W) * W/n \tag{III.10}$$

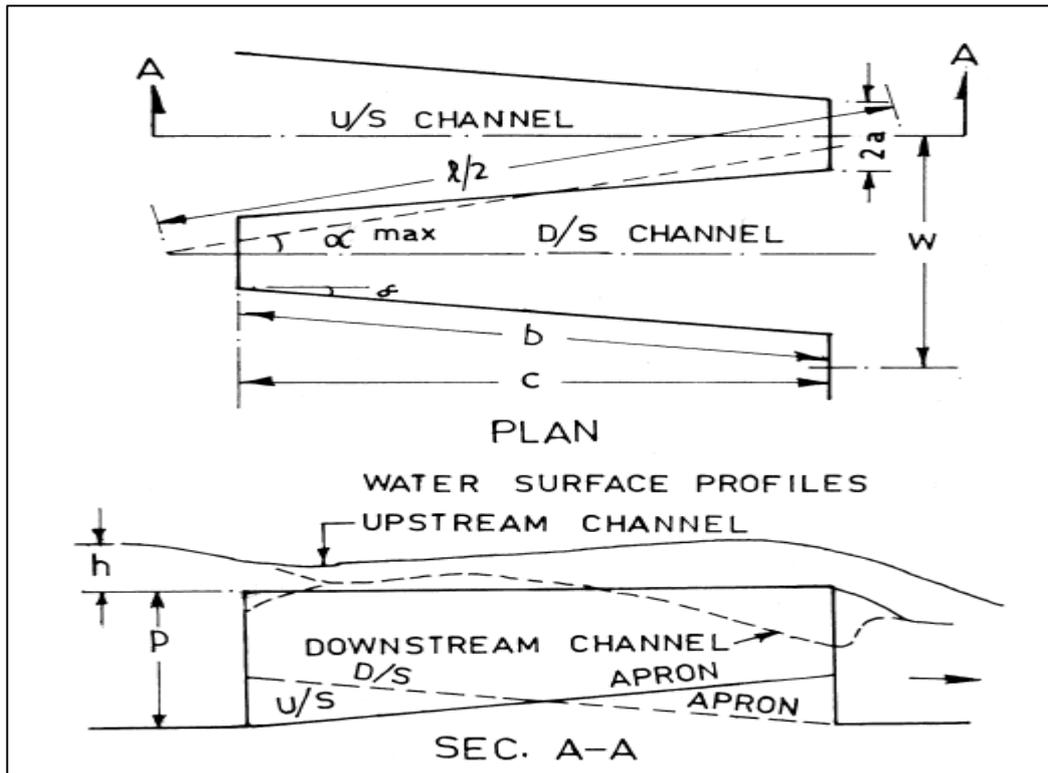
On trouve :  $l = 40.2 \text{ m}$

On a :

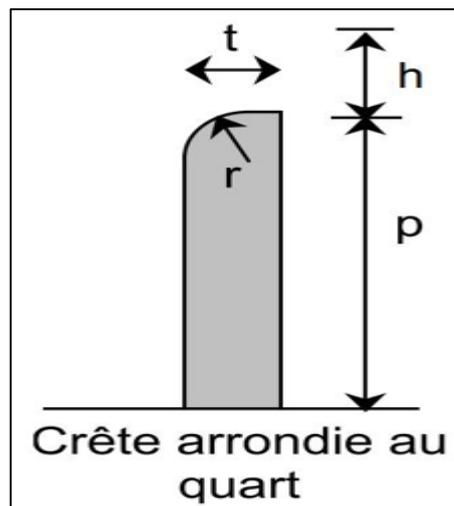
$$l = 4 a + 2 b \tag{III.11}$$

Avec :

a et b : les dimensions du labyrinthe (voir **Figure III.2**)



**Figure III.2** Vue général du déversoir labyrinthe (Khatsuria, 2004)



**Figure III.3** Schéma de la crête arrondi du déversoir labyrinthe (CETMEF, 2005)

On prend  $a = 2.3 \text{ m}$  et  $b = 15.5 \text{ m}$  et on vérifie que  $\frac{\alpha}{\alpha_{max}} < 0.8$

$$\alpha = \arcsin\left(\frac{\frac{W}{2} - 2a}{b}\right) \quad (\text{III.12})$$

$$\alpha_{max} = \left(\frac{W/2}{l/2}\right) \quad (\text{III.13})$$

On trouve :

$$\alpha = 10.78^\circ \text{ et } \alpha_{max} = 21.88$$

$$\frac{\alpha}{\alpha_{max}} = 0.49$$

On a opté pour une crête arrondie au quart (Voir **Figure III.3**). Le calcul du rayon et l'épaisseur se fait par les formules suivantes :

$$t = P/6 \quad (\text{III.14})$$

$$r = P/12 \quad (\text{III.15})$$

On trouve :  $t = 1 \text{ m}$  et  $r = 0.5 \text{ m}$

Notre déversoir labyrinthe est formé de deux becs de canard, il très difficile de déterminé la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec car il y a l'influence de deux côtés pour cela nous allons considérer une hauteur égale à  $Y$  amont du coursier car ce tronçon est formé d'une faible pente qui est égal à 1‰ et d'une courte distance.

#### Remarque :

Cette approximation est sous réserve. Pour connaître sa valeur réelle il faut passer par le modèle réduit.

### III.2.3 Coursier

Le coursier conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. Il est de 150 m de longueur et une pente de 26%.

- **Calcul de la ligne d'eau**

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin du convergent sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

$$B = 30 \text{ m}, \quad h_c = 4.42, \quad F = 1$$

Le calcul est basé sur la méthode **Indirecte d'Intégration Numérique**, Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant  $dQ/dx = 0$ , est :

$$dy/dx = (S_0 - S_f)/(1 - Fr^2) \quad (\text{III.16})$$

Avec :

$S_0$  : Pente du fond ;

$S_f$  : Pente de la ligne d'énergie ;

$Fr$  : Nombre de Froude.

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 différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B)/(g A^3)} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

$n$  : Coefficient de rugosité ;

$A$  : La section transversale ( $m^2$ ) ;

$Q$  : Débit ( $m^3/s$ ) ;

$R$  : Rayon hydraulique (m) ;

$B$  : Largeur du coursier (m).

On fait varier  $Y_i$  et on calcule la distance  $\Delta x$  correspondante en fonction de la profondeur moyenne  $Y_{moy} = \frac{Y_i + Y_{i-1}}{2}$ .

La méthodologie de calcul se résume comme suit :

- Il faut avoir comme données : la longueur du coursier et la variation de  $y$  ( $\Delta y$ ). Pour notre cas :  $L_{coursier} = 150 \text{ m}$  et  $\Delta y = 0.05 \text{ m}$  ;
- On varie  $Y_i$  tel que :  $Y_i = Y_{i-1} - \Delta y$ .

On calcule :

- $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i-1}}{2}$  ;
- La section mouillée moyenne :  $S_{moy} = B y_{moy}$  ;
- Le périmètre mouillé moyen :  $P_{moy} = B + 2 y_{moy}$  ;
- Le rayon hydraulique moyen :  $R_{moy} = S_{moy}/P_{moy}$  ;
- $\Delta x$  pour chaque valeur de  $Y_i$
- On cumule  $\Delta x$  jusqu'à ce que la somme des  $\Delta x$  soit égale à la longueur  $L_{coursier}$

Pour chaque itération :  $y_i < y_{i-1}$ , on aura toujours  $y_c > y_i > y_0$  donc il s'agit d'une courbe de remous type S2.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1** Résultats du calcul de la ligne d'eau

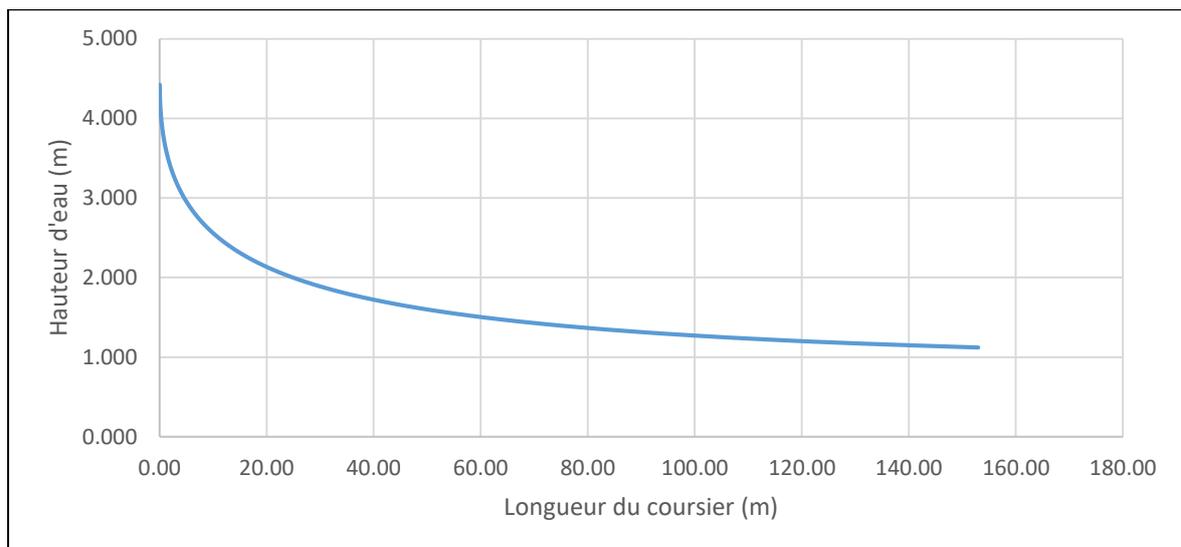
Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	Go	io-Go	ΔX	L
4.423											0.00
4.373	4.398	131.936	38.796	3.401	6.624	1.017	-0.017	0.002	0.258	0.003	0.00
4.323	4.348	130.436	38.696	3.371	6.701	1.053	-0.053	0.002	0.258	0.010	0.01
4.273	4.298	128.936	38.596	3.341	6.779	1.090	-0.090	0.002	0.258	0.017	0.03
4.223	4.248	127.436	38.496	3.310	6.858	1.129	-0.129	0.002	0.258	0.025	0.06
4.173	4.198	125.936	38.396	3.280	6.940	1.170	-0.170	0.002	0.258	0.033	0.09

Tableau III.1 Suite.

Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	Go	io-Go	ΔX	L
4.123	4.148	124.436	38.296	3.249	7.024	1.212	-0.212	0.002	0.258	0.041	0.13
4.073	4.098	122.936	38.196	3.219	7.109	1.257	-0.257	0.002	0.258	0.050	0.18
4.023	4.048	121.436	38.096	3.188	7.197	1.304	-0.304	0.002	0.258	0.059	0.24
3.973	3.998	119.936	37.996	3.157	7.287	1.354	-0.354	0.003	0.257	0.069	0.31
3.923	3.948	118.436	37.896	3.125	7.380	1.406	-0.406	0.003	0.257	0.079	0.39
3.873	3.898	116.936	37.796	3.094	7.474	1.461	-0.461	0.003	0.257	0.090	0.48
3.823	3.848	115.436	37.696	3.062	7.571	1.519	-0.519	0.003	0.257	0.101	0.58
3.773	3.798	113.936	37.596	3.031	7.671	1.579	-0.579	0.003	0.257	0.113	0.69
3.723	3.748	112.436	37.496	2.999	7.773	1.643	-0.643	0.003	0.257	0.125	0.82
3.673	3.698	110.936	37.396	2.967	7.878	1.711	-0.711	0.003	0.257	0.138	0.95
3.623	3.648	109.436	37.296	2.934	7.986	1.782	-0.782	0.003	0.257	0.152	1.11
3.573	3.598	107.936	37.196	2.902	8.097	1.858	-0.858	0.004	0.256	0.167	1.27
3.523	3.548	106.436	37.096	2.869	8.212	1.937	-0.937	0.004	0.256	0.183	1.46
3.473	3.498	104.936	36.996	2.836	8.329	2.022	-1.022	0.004	0.256	0.199	1.66
3.423	3.448	103.436	36.896	2.803	8.450	2.111	-1.111	0.004	0.256	0.217	1.87
3.373	3.398	101.936	36.796	2.770	8.574	2.205	-1.205	0.004	0.256	0.236	2.11
3.323	3.348	100.436	36.696	2.737	8.702	2.306	-1.306	0.004	0.256	0.255	2.36
3.273	3.298	98.936	36.596	2.703	8.834	2.412	-1.412	0.005	0.255	0.277	2.64
3.223	3.248	97.436	36.496	2.670	8.970	2.525	-1.525	0.005	0.255	0.299	2.94
3.173	3.198	95.936	36.396	2.636	9.110	2.646	-1.646	0.005	0.255	0.323	3.26
3.123	3.148	94.436	36.296	2.602	9.255	2.774	-1.774	0.005	0.255	0.348	3.61
3.073	3.098	92.936	36.196	2.568	9.404	2.910	-1.910	0.006	0.254	0.376	3.99
3.023	3.048	91.436	36.096	2.533	9.559	3.056	-2.056	0.006	0.254	0.405	4.39
2.973	2.998	89.936	35.996	2.499	9.718	3.211	-2.211	0.006	0.254	0.436	4.83
2.923	2.948	88.436	35.896	2.464	9.883	3.377	-2.377	0.007	0.253	0.469	5.30
2.873	2.898	86.936	35.796	2.429	10.053	3.555	-2.555	0.007	0.253	0.505	5.80
2.823	2.848	85.436	35.696	2.393	10.230	3.746	-2.746	0.007	0.253	0.543	6.34
2.773	2.798	83.936	35.596	2.358	10.413	3.950	-2.950	0.008	0.252	0.585	6.93
2.723	2.748	82.436	35.496	2.322	10.602	4.170	-3.170	0.008	0.252	0.630	7.56
2.673	2.698	80.936	35.396	2.287	10.799	4.406	-3.406	0.009	0.251	0.678	8.24
2.623	2.648	79.436	35.296	2.251	11.003	4.660	-3.660	0.009	0.251	0.730	8.97
2.573	2.598	77.936	35.196	2.214	11.214	4.935	-3.935	0.010	0.250	0.786	9.75
2.523	2.548	76.436	35.096	2.178	11.434	5.231	-4.231	0.010	0.250	0.848	10.60
2.473	2.498	74.936	34.996	2.141	11.663	5.551	-4.551	0.011	0.249	0.914	11.51
2.423	2.448	73.436	34.896	2.104	11.902	5.899	-4.899	0.012	0.248	0.987	12.50
2.373	2.398	71.936	34.796	2.067	12.150	6.275	-5.275	0.013	0.247	1.066	13.57
2.323	2.348	70.436	34.696	2.030	12.408	6.685	-5.685	0.013	0.247	1.153	14.72
2.273	2.298	68.936	34.596	1.993	12.678	7.131	-6.131	0.014	0.246	1.248	15.97
2.223	2.248	67.436	34.496	1.955	12.960	7.617	-6.617	0.015	0.245	1.353	17.32
2.173	2.198	65.936	34.396	1.917	13.255	8.149	-7.149	0.017	0.243	1.469	18.79
2.123	2.148	64.436	34.296	1.879	13.564	8.732	-7.732	0.018	0.242	1.596	20.39
2.073	2.098	62.936	34.196	1.840	13.887	9.371	-8.371	0.019	0.241	1.738	22.12
2.023	2.048	61.436	34.096	1.802	14.226	10.074	-9.074	0.021	0.239	1.897	24.02
1.973	1.998	59.936	33.996	1.763	14.582	10.850	-9.850	0.022	0.238	2.073	26.09

**Tableau III.1** Suite et fin.

Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	Go	io-Go	ΔX	L
1.923	1.948	58.436	33.896	1.724	14.957	11.707	-10.70	0.024	0.236	2.272	28.37
1.873	1.898	56.936	33.796	1.685	15.351	12.657	-11.65	0.026	0.234	2.495	30.86
1.823	1.848	55.436	33.696	1.645	15.766	13.712	-12.71	0.029	0.231	2.749	33.61
1.773	1.798	53.936	33.596	1.605	16.204	14.888	-13.88	0.031	0.229	3.038	36.65
1.723	1.748	52.436	33.496	1.565	16.668	16.203	-15.20	0.034	0.226	3.369	40.02
1.673	1.698	50.936	33.396	1.525	17.159	17.677	-16.67	0.038	0.222	3.751	43.77
1.623	1.648	49.436	33.296	1.485	17.679	19.335	-18.33	0.042	0.218	4.196	47.97
1.573	1.598	47.936	33.196	1.444	18.233	21.208	-20.20	0.046	0.214	4.718	52.68
1.523	1.548	46.436	33.096	1.403	18.822	23.330	-22.33	0.051	0.209	5.336	58.02
1.473	1.498	44.936	32.996	1.362	19.450	25.745	-24.74	0.056	0.204	6.076	64.10
1.423	1.448	43.436	32.896	1.320	20.122	28.505	-27.50	0.063	0.197	6.977	71.07
1.373	1.398	41.936	32.796	1.279	20.841	31.675	-30.67	0.070	0.190	8.090	79.16
1.323	1.348	40.436	32.696	1.237	21.614	35.332	-34.33	0.079	0.181	9.494	88.66
1.273	1.298	38.936	32.596	1.195	22.447	39.575	-38.57	0.089	0.171	11.309	99.96
1.223	1.248	37.436	32.496	1.152	23.347	44.525	-43.52	0.102	0.158	13.735	113.70
1.173	1.198	35.936	32.396	1.109	24.321	50.337	-49.33	0.116	0.144	17.119	130.82
1.123	1.148	34.436	32.296	1.066	25.380	57.205	-56.20	0.133	0.127	22.137	152.96

**Figure III.4** Graphique de la ligne d'eau

- **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

La hauteur des murs est déterminée comme suit :

$$H_m = H + R \quad (\text{III.18})$$

Avec :

$H_m$  : Hauteur mur (m) ;

$H$  : Hauteur d'eau (m) ;

$R$  : Revanche (m), elle est calculée par la formule (III.7)

Les résultats de calcul sont représentés dans le **Tableau III.2**.

- **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier**

La vitesse élevée dans le coursier a un risque sur l'érosion du fond à cause de la cavitation ; Le phénomène d'aération commence à partir d'une section où  $V > V_{cr}$ . Où  $V_{cr}$  est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6.63 \sqrt{g * R * \cos \theta} * \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} * \left(1 + \frac{8.71 * n}{R^{1/6}}\right)} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

$V_{cri}$  : Vitesse critique (m/s) ;

$R$  : Rayon hydraulique (m) ;

$\theta$  : Angle d'inclinaison du radier du coursier,  $\theta = 14.6^\circ$

$n$  : Coefficient de rugosité.

Les résultats de calcul sont représentés dans le **Tableau III.3**.

**Tableau III.2** Hauteur des murs bajoyers

L(m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H <sub>mur</sub> (m)
0.0	4.4	6.587	0.601	5.0
10.6	2.5	11.434	0.841	3.4
20.4	2.1	13.564	0.935	3.1
30.9	1.9	15.351	1.010	2.9
40.0	1.7	16.668	1.064	2.8
52.7	1.6	18.233	1.126	2.7
64.1	1.5	19.450	1.173	2.7
71.1	1.4	20.122	1.198	2.6
79.2	1.4	20.841	1.225	2.6
88.7	1.3	21.614	1.254	2.6
100.0	1.3	22.447	1.284	2.6
113.7	1.2	23.347	1.317	2.6
130.8	1.2	24.321	1.351	2.5
153.0	1.1	25.380	1.389	2.5

**Tableau III.3** Vérification de phénomène d'aération

Section	L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	V <sub>cr</sub> (m/s)	Condition
1	0	4.4	6.59	3.42	41.78	vérifier
2	11	2.5	11.43	2.18	33.61	vérifier
3	20	2.1	13.56	1.88	31.30	vérifier
4	31	1.9	15.35	1.68	29.70	vérifier
5	40	1.7	16.67	1.57	28.66	vérifier
6	53	1.6	18.23	1.44	27.57	vérifier
7	64	1.5	19.45	1.36	26.81	vérifier
8	71	1.4	20.12	1.32	26.41	vérifier
9	79	1.4	20.84	1.28	26.01	vérifier
10	89	1.3	21.61	1.24	25.59	vérifier
11	100	1.3	22.45	1.19	25.17	vérifier
12	114	1.2	23.35	1.15	24.73	vérifier
13	131	1.2	24.32	1.11	24.29	Non-vérifier
14	153	1.1	25.38	1.07	23.83	Non-vérifier

La condition  $V > V_{cr}$  est vérifié le long du coursier, sauf les deux dernières sections. Afin d'augmenter la vitesse critique dans ces dernières, on met  $n = 0.025$  ce qui nous donne  $V_{cri} = 26.13$  et  $25.65$  m/s respectivement.

### III.2.4 Bassin de dissipation

L'eau évacuée peut être conduite par un coursier jusqu'au pied du barrage et atteint ainsi souvent une vitesse très élevée. Ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique, le lit naturel de la rivière. La seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

Le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut. Selon les expériences réalisées par l'USBR (The Bureau of Reclamation).

**Tableau III.4** Choix du type de bassin de dissipation (Durand, et al., 1999)

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
$9 > Fr$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

On a  $Y_1 = 1.15$  m à la fin du coursier, avec  $V_1 = 25.3$  m/s. Ce qui nous donne un nombre de Froude égale à  $F_1 = 7.56$

- **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 (Durand, et al., 1999):

- Si  $2.5 \leq Fr \leq 4.5$  : le saut est oscillant, on conçoit un dissipateur type I ;
- Si  $Fr > 4.5$  : Le saut est stable, alors :
  - Bassin dissipateur type II si  $V < 15 \text{ m/s}$  ;
  - Bassin dissipateur type III si  $V > 15 \text{ m/s}$  .

Dans notre cas on conçoit un bassin **type III** (Figure III.5).

- **Conception d'un dissipateur de type III**

La hauteur conjuguée :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left( \sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right) \quad (\text{III.20})$$

Avec :

$Y_1, Y_2$  : Les hauteurs conjuguées (m) ;

$Fr_1$  : nombre de Froude d'entrée.

On obtient :  $Y_2 = 11.7 \text{ m}$  et par l'abaque (Figure III.5) on trouve la longueur du bassin en fonction de  $Fr$  et  $Y_2$  :  $L = 45 \text{ m}$ .

- **Dimensionnement des blocs de chute**

Les blocs de chute ont une largeur et hauteur égales à  $Y_1$  et sont espacés de  $Y_1$  (Voir Figure III.5).

- **Dimensionnement du seuil denté**

Hauteur du seuil :  $h_2 = 0.2Y_2 = 2.34 \approx 2.35 \text{ m}$

Largeur et espacement :  $0.15Y_2 = 1.755 \approx 1.75 \text{ m}$

Epaisseur :  $0.02 Y_2 = 0.234 \approx 0.25 \text{ m}$

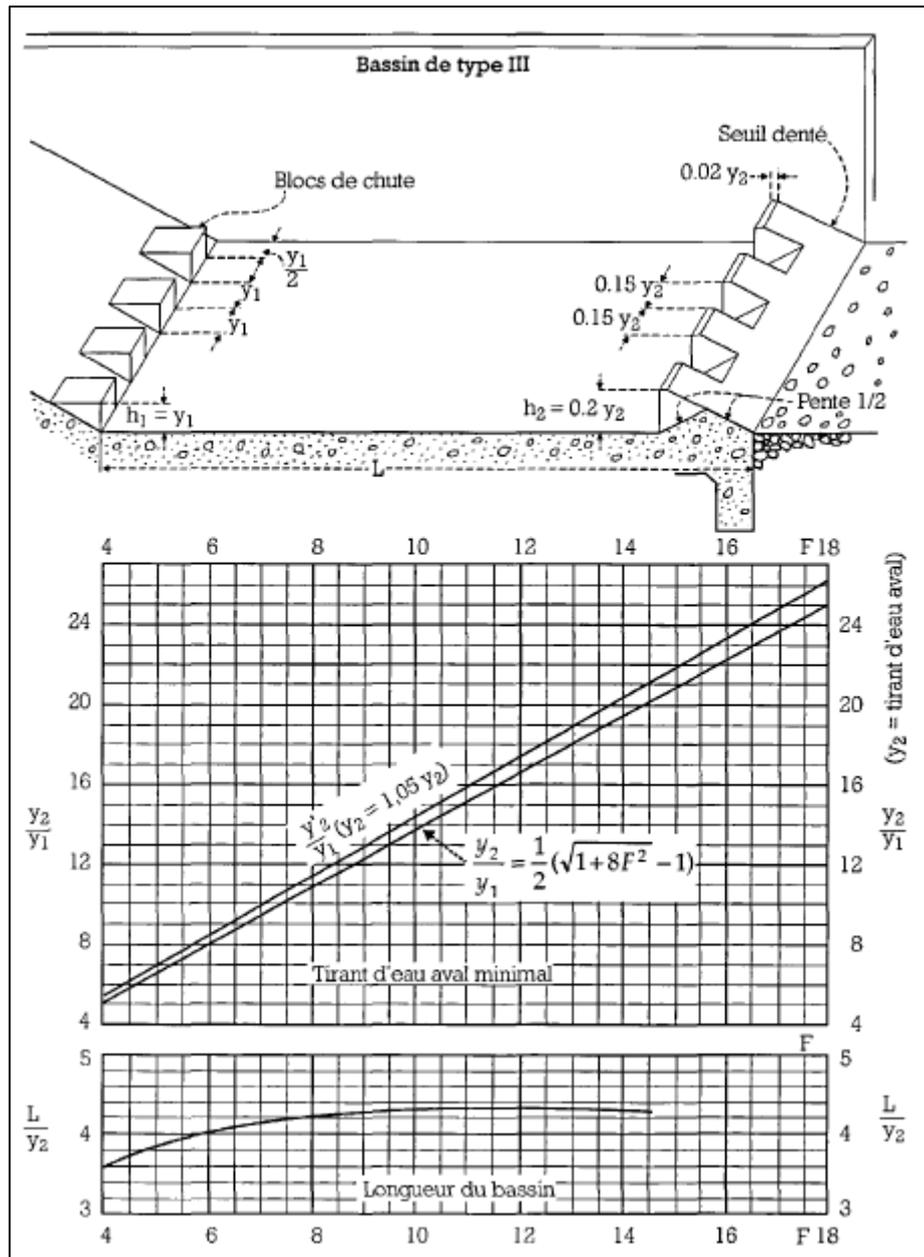


Figure III.5 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Durand, et al., 1999)

### III.2.5 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur  $b=30\text{m}$ , fruits des talus  $m=0.75$  et une pente de  $i=0.13\%$ .

- **Profondeur critique**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2\right) * K \tag{III.21}$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \tag{III.22}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K * m}{b} \quad (\text{III.23})$$

On obtient :

$$\sigma_{cr} = 0.11 ; \quad K = 4.42 ; \quad h_{cr} = 4.26 \text{ m}$$

- **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

$Q$  : Débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$S_{cr}$  : Surface mouillée ( $\text{m}^2$ ) ;

$C_{cr}$  : Coefficient de Chézy, donné par la formule

$$C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} \quad (\text{III.25})$$

$R_{cr}$  : Rayon hydraulique (m)

On obtient :  $S_{cr} = 141.43 \text{ m}^2$  ;  $R_{cr} = 3.48 \text{ m}$  ;  $C_{cr} = 87.93$

Et  $I_{cr} = 0.14\%$

- **Profondeur normal**

La profondeur normal est :  $h_n = 3.02 \text{ m}$

- **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = 8.9 \text{ m/s}$$

### III.3 Evacuateur latéral à en entonnement latéral

L'évacuateur de crue à entonnement latéral se constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée ;
- Déversoir ;
- Auge de réception ;
- Chenal d'écoulement ;
- Coursier ;
- Bassin de dissipation ;
- Canal de fuite ou canal de restitution.

Le déversement se fait latéralement, le coefficient de débit  $\mu_0 = 0.39$ , on calcule la nouvelle longueur de déversoir :

$$l = \frac{Q}{\mu_0 h_d^{3/2} \sqrt{2g}} \quad (\text{III.26})$$

Avec :

$l$  : Longueur du déversoir latéral (m) ;

$Q$  : Débit déversé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$\mu_0$  : Coefficient de débit ;

$h_d$  : Hauteur de la lame déversante (m) ;

$g$  : Accélération de la gravité.

On trouve  $l = 75.65 \text{ m}$ , on prend  $l = 76 \text{ m}$ .

#### III.3.1 Canal d'approche

Le dimensionnement du canal d'approche est fait de la même façon que dans la partie (III.2.1). Le choix de la hauteur de la pelle est fait selon la condition :

$$0.4 < \frac{P}{h_d} < 1.6 \quad (\text{III.27})$$

On prend  $P = 5\text{m}$

En se basant sur les formules (III.1) (III.2) (III.3)(III.5), on obtient :

**Tableau III.5** Récapitulatif du calcul de canal d'approche

$V_a$	$S_c$	$h$	$I_0$	$Re$	$H_m$
1.35	649.8	8.55	0.12‰	0.7	9.25

#### III.3.2 Déversoir

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et du débit de pointe de l'hydrogramme.

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendantes de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil WES pour éviter le phénomène de cavitation.

La formule générale établie par l'USCE (U.S. Army Corps of Engineers) est :

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \quad (\text{III.28})$$

Avec :

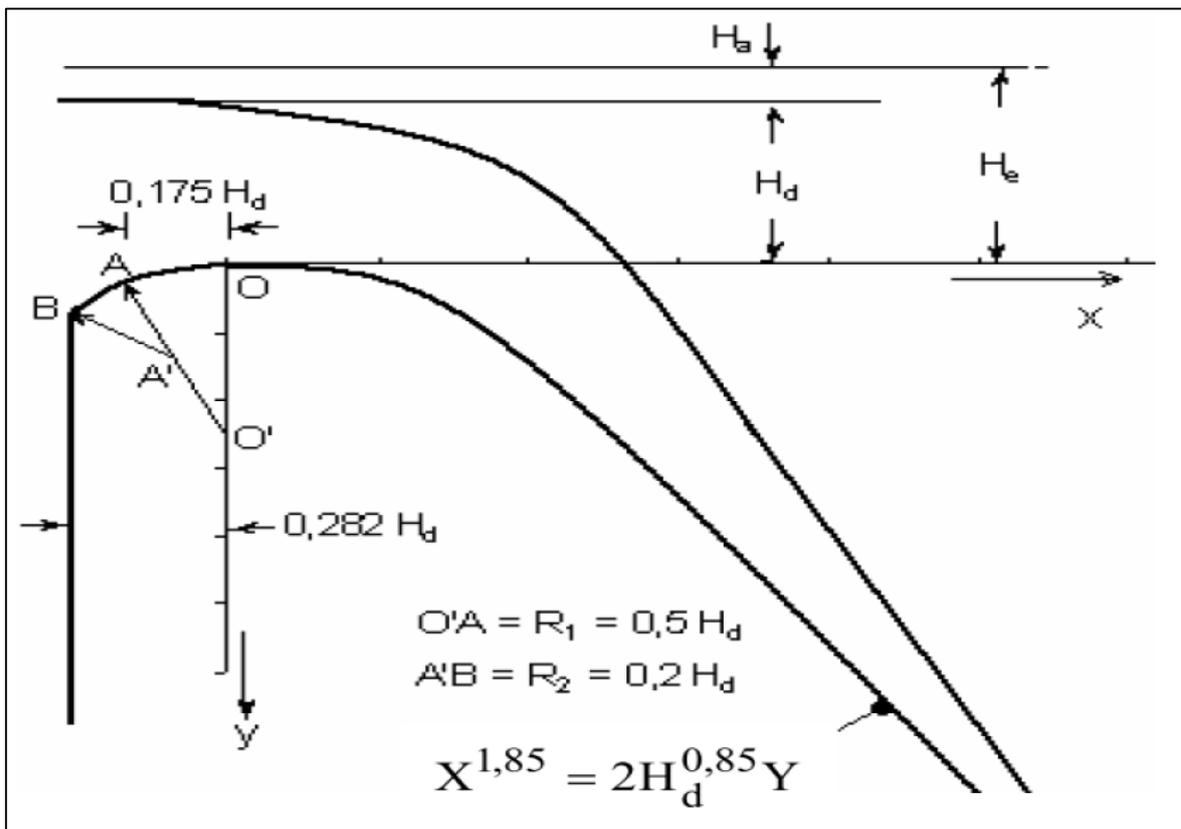
$X, Y$  : Les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir respct.

$K, n$  : Paramètres dépendant de la pente de la paroi amont de l'ouvrage (Voir **Tableau III.6**).

**Tableau III.6** Valeurs des paramètres  $K$  et  $n$  de l'équation (III.28)

Pente amont	k	N
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.836
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.776

La **Figure III.6** montre le schéma détaillé du déversoir standard type WES à paroi amont vertical :



**Figure III.6** Schéma détaillé du déversoir standard type WES à paroi amont vertical (Murphy, 1973)

En ce qui concerne le profil de la surface supérieure de la nappe franchissant le déversoir standard type WES, de nombreux essais sur modèles réduits ont été effectués. Le **Tableau III.7** regroupe les valeurs des coordonnées adimensionnelles  $X=x/H_d$  et  $Y=y/H_d$  de la surface supérieure de la nappe :

**Tableau III.7** Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale

H/H <sub>d</sub> =0.5		H/H <sub>d</sub> =1		H/H <sub>d</sub> =1.33	
X=x/H <sub>d</sub>	Y=y/H <sub>d</sub>	X=x/H <sub>d</sub>	Y=y/H <sub>d</sub>	X=x/H <sub>d</sub>	Y=y/H <sub>d</sub>
-1	-0.490	-1	-0.933	-1	-1.210
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.110
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.060
0	-0.371	0	-0.755	0	-1.000
0.2	-0.300	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.200	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.32	0.8	-0.569
1	0.258	1	-0.145	1	-0.411
1.2	0.470	1.2	0.055	1.2	-0.220
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

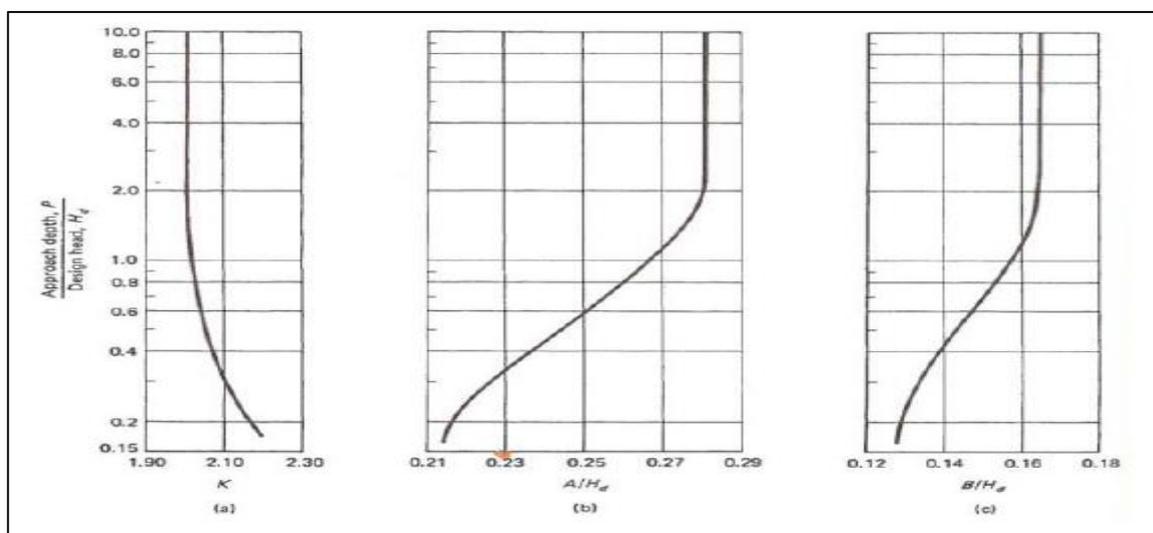
Pour la partie amont du déversoir, elle est calculée par la formule :

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B - Y)^2}{B^2} = 1 \tag{III.29}$$

Avec :

$X, Y$  : Coordonnées longitudinale et verticale du profil amont du déversoir respct.

$A, B$  : Paramètres déterminés par l'abaque **Figure III.7**.



**Figure III.7** Abaque calcul des paramètres A et B du profil amont du déversoir. (Murphy, 1973)

- **Application numérique**

On détermine la charge déversante :

$$\text{On a } H_e = 3.55 \text{ m et } V_a = 1.35 \text{ m/s} \Rightarrow H_d = H_e - \frac{V_a^2}{2g} = 3.46 \text{ m}$$

$$\text{On } H_e, H_d < 10 \text{ m} \Rightarrow H'_d = 0.7H_e = 2.485 \text{ m}$$

On détermine  $X_{dt}$  (L'abscisse finale du parement amont) par la formule :

$$X_{dt} = 0.485 * H'_d * (K * a)^{1.176} \quad (\text{III.30})$$

Avec :

$$K, a : \text{Paramètre adimensionnel, } K = a = 2$$

$$\text{On trouve : } X_{dt} = 6.15 \text{ m}$$

Par la formule (III.28) on détermine les coordonnées du parement aval du déversoir :

**Tableau III.8** Coordonnées du parement aval du déversoir

X	Y	X	Y
0.000	0.000	3.200	-1.465
0.200	-0.009	3.400	-1.639
0.400	-0.031	3.600	-1.822
0.600	-0.066	3.800	-2.013
0.800	-0.113	4.000	-2.214
1.000	-0.170	4.200	-2.423
1.200	-0.239	4.400	-2.640
1.400	-0.317	4.600	-2.867
1.600	-0.406	4.800	-3.102
1.800	-0.505	5.000	-3.345
2.000	-0.614	5.200	-3.597
2.200	-0.732	5.400	-3.857
2.400	-0.860	5.600	-4.125
2.600	-0.998	5.800	-4.402
2.800	-1.144	6.000	-4.687
3.000	-1.300	6.153	-4.910

Par l'abaque de la **Figure III.7** on détermine les paramètres A et B :

$$\frac{A}{H'_d} = 0.285 \Rightarrow A = 0.708$$

$$\frac{B}{H'_d} = 0.165 \Rightarrow B = 0.41$$

Par la formule (III.29) on détermine les coordonnées du parement amont du déversoir :

**Tableau III.9** Coordonnées du parement amont du déversoir

X	Y
0	0
-0.085	-0.0029638
-0.17	-0.0119876
-0.255	-0.0274999
-0.34	-0.0503395
-0.425	-0.0820332
-0.51	-0.1255251
-0.595	-0.1876326
-0.708225	-0.410025

Par interpolation des valeurs du **Tableau III.7** pour  $\frac{H}{H_d} = 1.03$  on détermine les coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir

**Tableau III.10** Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale

H/Hd	1.03		
X=x/Hd	Y=y/Hd	x	y
-1.027	-0.958	-3.550	3.312
-0.821	-0.940	-2.840	3.248
-0.616	-0.917	-2.130	3.170
-0.411	-0.888	-1.420	3.071
-0.205	-0.843	-0.710	2.915
0.000	-0.775	0.000	2.680
0.205	-0.699	0.710	2.418
0.411	-0.602	1.420	2.080
0.616	-0.477	2.130	1.651
0.821	-0.329	2.840	1.136
1.027	-0.149	3.550	0.515
1.232	0.056	4.260	-0.195
1.438	0.302	4.970	-1.044
1.643	0.578	5.680	-1.999
1.848	0.880	6.390	-3.042

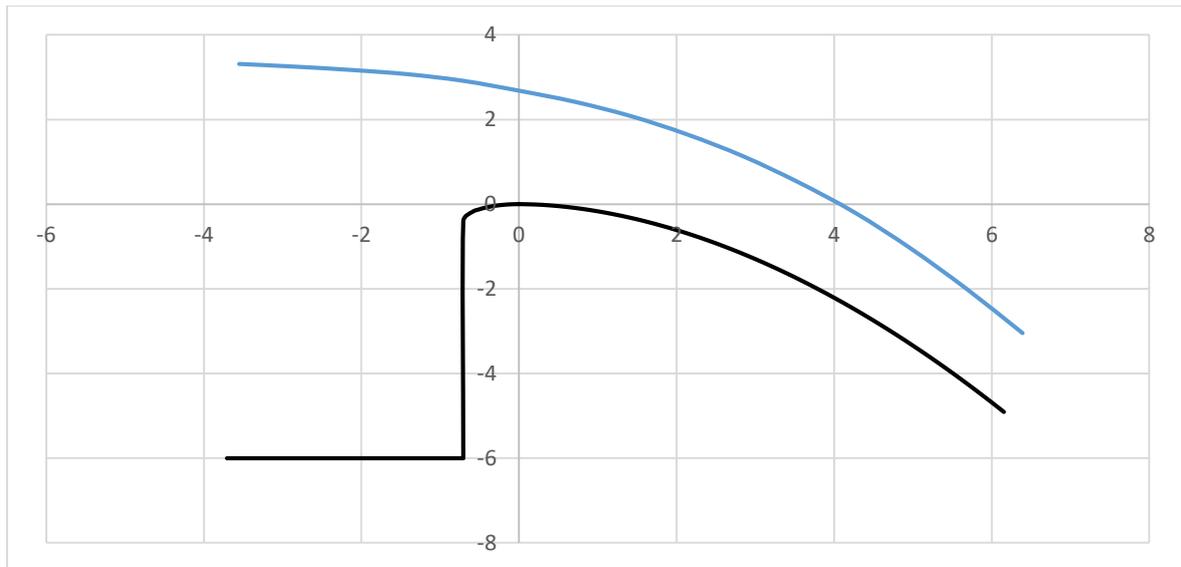


Figure III.8 Profil déversoir type WES.

### III.3.3 Auge de réception

Les conditions de l'écoulement dans l'auge de réception après le déversement dépendent de deux écoulements appariés et différents l'un de l'autre par leur caractère. Le premier écoulement, qui est perpendiculaire à l'axe longitudinal de la tranchée, se forme à partir du jet déversé après l'extrémité du déversoir. Le deuxième écoulement, qui est le principal, se réalise en sens longitudinal et est conditionné par les forces de gravitation. En résultat de l'action réciproque entre les deux écoulements, un mouvement hélicoïdal complexe se forme avec une irrégularité du niveau d'eau en profil transversal fortement exprimée. Il est possible, en cas de grands débits de déversement, les vitesses transversales dans la tranchée dépassent les vitesses principales longitudinales de l'écoulement, ce qui mène jusqu'à l'élévation brusque du niveau d'eau auprès de la paroi située en face du déversoir.

Pour des raisons économiques on fait varier la largeur du fond du 22 à 30 m, et on le divise en plusieurs sections de 9.5 m chacune.

Le débit considéré pour chaque section est calculé par la formule :

$$Q_x = \mu_0 \cdot x \cdot \sqrt{2gH^{3/2}} \quad (\text{III.31})$$

On fait varier la vitesse de tel sorte qu'on aura une vitesse max (6 m/s) à la fin de l'auge et sa se diminue en amont.

Le tirant d'eau moyen dans chaque section est égal à :

$$h = \frac{Q}{b \cdot V} \quad (\text{III.32})$$

La pente de la ligne d'eau dans chaque section calculée par la formule de Chezy :

$$I = \frac{V^2}{CR^2} \quad (\text{III.33})$$

Où :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{III.34})$$

La pente moyenne est égale à la moyenne arithmétique des pentes des sections adjacentes :

$$I_{moy} = \frac{I_n + I_{n+1}}{2} \quad (\text{III.35})$$

La perte de charge entre deux sections adjacentes est égale à :

$$\Delta h = x \cdot I_{moy} \quad (\text{III.36})$$

On considère que la cote de fond dans la première section c-à-d au début de l'auge égale à la cote du seuil déversoir soit 1065.6 m. La cote initiale de la ligne d'eau dans l'auge est :  $1065.6 + h$

Dans la 2<sup>ème</sup> section, la cote de la ligne d'eau se diminue par la valeur de la perte de charge et la cote du fond de l'auge est égale à la cote de la ligne d'eau moins la profondeur d'eau dans cette section.

Les résultats de calcul sont présentés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau III.11** Résultats du calcul du canal latéral

Section	X <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub>	V	S	b <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	R	I	I <sub>moy</sub>	Δh
8	76	874	6	145.67	30	4.856	39.711	0.007	0.007	0.538
7	66.5	764.75	6	127.46	29	4.395	37.790	0.007	0.008	0.500
6	57	655.5	6	109.25	28	3.902	35.804	0.008	0.007	0.378
5	47.5	546.25	5	109.25	27	4.046	35.093	0.006	0.005	0.243
4	38	437	4.5	97.11	26	3.735	33.470	0.005	0.004	0.166
3	28.5	327.75	4	81.94	25	3.278	31.555	0.004	0.004	0.121
2	19	218.5	4	54.63	24	2.276	28.552	0.004	0.002	0.043
1	9.5	109.25	3.5	31.21	23	1.357	25.714	0.004	0.002	0.018
0	1	11.5	3	3.83	22	0.174	22.348	0.003		

**Tableau III.12** Résultats du calcul de la ligne d'eau

Sections	Xi	ligne d'eau	fond
1	9.5	1065.774	1065.600
2	19	1065.756	1063.480
3	28.5	1065.713	1062.436
4	38	1065.592	1061.857
5	47.5	1065.427	1061.381
6	57	1065.184	1061.282
7	66.5	1065.177	1060.782
8	76	1065.170	1060.314

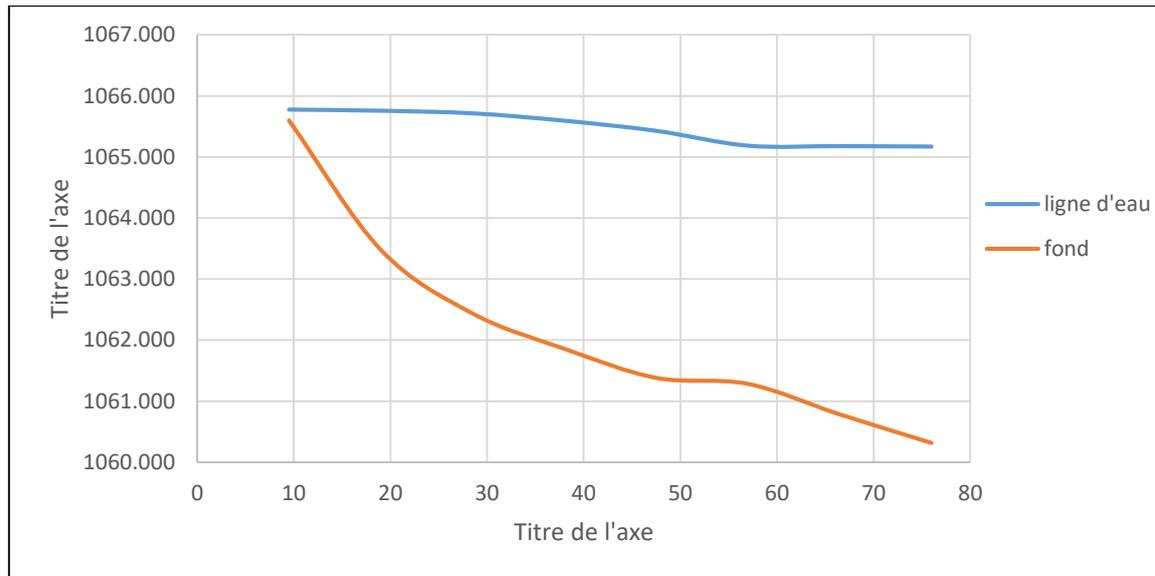


Figure III.9 Profil en long du canal latéral

- **Les murs bajoyers**

Pour le déversoir et le canal latéral, la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue.

### III.3.4 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de longueur de 30 m et une pente de 0.16%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

- **Profondeur critique**

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (\text{III.37})$$

On trouve :

$$h_c = 4.42 \text{ m}$$

- **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \left( \frac{Q * (b + 2h_c)^{2/3}}{k * (b * h_c)^{5/3}} \right)^2 \quad (\text{III.38})$$

On trouve :  $I_c = 0.17\%$

- **Profondeur normal**

Pour un écoulement uniforme, la hauteur normale est déduite de la formule de Chezy :

$$Q = C * S * \sqrt{R * I} \quad (\text{III.39})$$

Par itération on trouve :  $h_n = 4.47m$

- **Hauteur des murs bajoyers**

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue.

A l'aval, la hauteur est déterminée par la formule (III.18) et (III.7). On trouve  $H_m = 5.6m$

### III.3.5 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

La pente du coursier est de 25%, avec une longueur de 135 m.

On a :  $B = 30 m$ ,  $h_c = 4.41 m$

Le calcul se fait de la même manière que dans (III.2.3) en se basant sur les formules (III.16)(III.17) pour le calcul de la ligne d'eau, formules (III.18)(III.7) pour déterminer la hauteur des murs bajoyers, et (III.19) pour la vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes.

**Tableau III.13** Résultats du calcul de la ligne d'eau

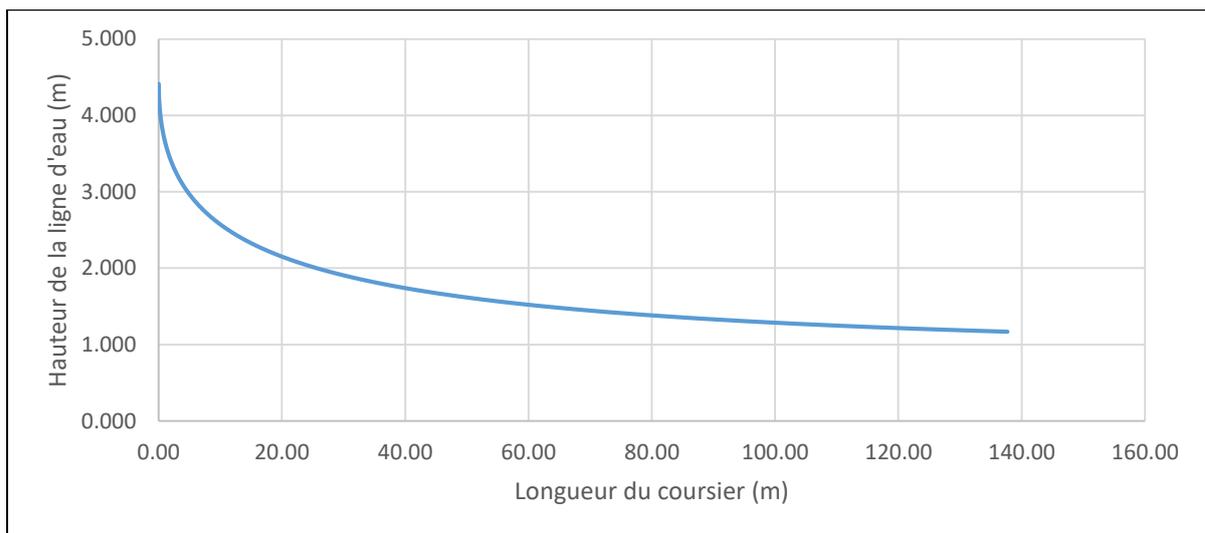
Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	Go	io-Go	ΔX	L
4.409											0.00
4.369	4.389	131.681	38.779	3.396	6.607	1.014	-0.014	0.002	0.248	0.002	0.00
4.329	4.349	130.481	38.699	3.372	6.668	1.042	-0.042	0.002	0.248	0.007	0.01
4.289	4.309	129.281	38.619	3.348	6.730	1.071	-0.071	0.002	0.248	0.011	0.02
4.249	4.269	128.081	38.539	3.323	6.793	1.102	-0.102	0.002	0.248	0.016	0.04
4.209	4.229	126.881	38.459	3.299	6.857	1.133	-0.133	0.002	0.248	0.021	0.06
4.169	4.189	125.681	38.379	3.275	6.922	1.166	-0.166	0.002	0.248	0.027	0.09
4.129	4.149	124.481	38.299	3.250	6.989	1.200	-0.200	0.002	0.248	0.032	0.12
4.089	4.109	123.281	38.219	3.226	7.057	1.235	-0.235	0.002	0.248	0.038	0.16
4.049	4.069	122.081	38.139	3.201	7.126	1.272	-0.272	0.002	0.248	0.044	0.20
4.009	4.029	120.881	38.059	3.176	7.197	1.310	-0.310	0.002	0.248	0.050	0.25
3.969	3.989	119.681	37.979	3.151	7.269	1.350	-0.350	0.003	0.247	0.057	0.31
3.929	3.949	118.481	37.899	3.126	7.343	1.392	-0.392	0.003	0.247	0.063	0.37
3.889	3.909	117.281	37.819	3.101	7.418	1.435	-0.435	0.003	0.247	0.070	0.44
3.849	3.869	116.081	37.739	3.076	7.495	1.480	-0.480	0.003	0.247	0.078	0.52
3.809	3.829	114.881	37.659	3.051	7.573	1.527	-0.527	0.003	0.247	0.085	0.60
3.769	3.789	113.681	37.579	3.025	7.653	1.576	-0.576	0.003	0.247	0.093	0.70
3.729	3.749	112.481	37.499	3.000	7.735	1.627	-0.627	0.003	0.247	0.102	0.80
3.689	3.709	111.281	37.419	2.974	7.818	1.680	-0.680	0.003	0.247	0.110	0.91
3.649	3.669	110.081	37.339	2.948	7.903	1.735	-0.735	0.003	0.247	0.119	1.03
3.609	3.629	108.881	37.259	2.922	7.990	1.793	-0.793	0.003	0.247	0.129	1.16
3.569	3.589	107.681	37.179	2.896	8.079	1.854	-0.854	0.004	0.246	0.139	1.29
3.529	3.549	106.481	37.099	2.870	8.170	1.917	-0.917	0.004	0.246	0.149	1.44
3.489	3.509	105.281	37.019	2.844	8.264	1.984	-0.984	0.004	0.246	0.160	1.60

Tableau III.13 Suite

Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	Go	io-Go	ΔX	L
3.449	3.469	104.081	36.939	2.818	8.359	2.053	-1.053	0.004	0.246	0.171	1.77
3.409	3.429	102.881	36.859	2.791	8.456	2.126	-1.126	0.004	0.246	0.183	1.96
3.369	3.389	101.681	36.779	2.765	8.556	2.202	-1.202	0.004	0.246	0.196	2.15
3.329	3.349	100.481	36.699	2.738	8.658	2.282	-1.282	0.004	0.246	0.209	2.36
3.289	3.309	99.281	36.619	2.711	8.763	2.365	-1.365	0.005	0.245	0.223	2.58
3.249	3.269	98.081	36.539	2.684	8.870	2.453	-1.453	0.005	0.245	0.237	2.82
3.209	3.229	96.881	36.459	2.657	8.980	2.546	-1.546	0.005	0.245	0.252	3.07
3.169	3.189	95.681	36.379	2.630	9.093	2.643	-1.643	0.005	0.245	0.268	3.34
3.129	3.149	94.481	36.299	2.603	9.208	2.744	-1.744	0.005	0.245	0.285	3.63
3.089	3.109	93.281	36.219	2.575	9.327	2.852	-1.852	0.006	0.244	0.303	3.93
3.049	3.069	92.081	36.139	2.548	9.448	2.965	-1.965	0.006	0.244	0.322	4.25
3.009	3.029	90.881	36.059	2.520	9.573	3.084	-2.084	0.006	0.244	0.342	4.59
2.969	2.989	89.681	35.979	2.493	9.701	3.209	-2.209	0.006	0.244	0.363	4.96
2.929	2.949	88.481	35.899	2.465	9.833	3.342	-2.342	0.007	0.243	0.385	5.34
2.889	2.909	87.281	35.819	2.437	9.968	3.481	-2.481	0.007	0.243	0.408	5.75
2.849	2.869	86.081	35.739	2.409	10.107	3.629	-2.629	0.007	0.243	0.433	6.18
2.809	2.829	84.881	35.659	2.380	10.250	3.785	-2.785	0.007	0.243	0.459	6.64
2.769	2.789	83.681	35.579	2.352	10.397	3.950	-2.950	0.008	0.242	0.487	7.13
2.729	2.749	82.481	35.499	2.323	10.548	4.125	-3.125	0.008	0.242	0.517	7.64
2.689	2.709	81.281	35.419	2.295	10.704	4.310	-3.310	0.009	0.241	0.548	8.19
2.649	2.669	80.081	35.339	2.266	10.864	4.507	-3.507	0.009	0.241	0.582	8.78
2.609	2.629	78.881	35.259	2.237	11.029	4.716	-3.716	0.009	0.241	0.618	9.39
2.569	2.589	77.681	35.179	2.208	11.200	4.938	-3.938	0.010	0.240	0.656	10.05
2.529	2.549	76.481	35.099	2.179	11.375	5.174	-4.174	0.010	0.240	0.697	10.75
2.489	2.509	75.281	35.019	2.150	11.557	5.425	-4.425	0.011	0.239	0.740	11.49
2.449	2.469	74.081	34.939	2.120	11.744	5.693	-4.693	0.011	0.239	0.787	12.27
2.409	2.429	72.881	34.859	2.091	11.937	5.979	-4.979	0.012	0.238	0.837	13.11
2.369	2.389	71.681	34.779	2.061	12.137	6.285	-5.285	0.013	0.237	0.891	14.00
2.329	2.349	70.481	34.699	2.031	12.344	6.611	-5.611	0.013	0.237	0.948	14.95
2.289	2.309	69.281	34.619	2.001	12.558	6.961	-5.961	0.014	0.236	1.011	15.96
2.249	2.269	68.081	34.539	1.971	12.779	7.335	-6.335	0.015	0.235	1.078	17.04
2.209	2.229	66.881	34.459	1.941	13.008	7.737	-6.737	0.016	0.234	1.150	18.19
2.169	2.189	65.681	34.379	1.911	13.246	8.169	-7.169	0.017	0.233	1.229	19.42
2.129	2.149	64.481	34.299	1.880	13.492	8.634	-7.634	0.018	0.232	1.314	20.73
2.089	2.109	63.281	34.219	1.849	13.748	9.134	-8.134	0.019	0.231	1.407	22.14
2.049	2.069	62.081	34.139	1.818	14.014	9.674	-8.674	0.020	0.230	1.508	23.64
2.009	2.029	60.881	34.059	1.788	14.290	10.258	-9.258	0.021	0.229	1.618	25.26
1.969	1.989	59.681	33.979	1.756	14.578	10.889	-9.889	0.023	0.227	1.739	27.00
1.929	1.949	58.481	33.899	1.725	14.877	11.573	-10.57	0.024	0.226	1.872	28.87
1.889	1.909	57.281	33.819	1.694	15.188	12.316	-11.31	0.026	0.224	2.018	30.89
1.849	1.869	56.081	33.739	1.662	15.513	13.123	-12.12	0.028	0.222	2.180	33.07
1.809	1.829	54.881	33.659	1.631	15.853	14.003	-13.00	0.029	0.221	2.358	35.43
1.769	1.789	53.681	33.579	1.599	16.207	14.963	-13.96	0.032	0.218	2.558	37.99

**Tableau III.13** Suite et fin.

Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	V(m/s)	Fr <sup>2</sup>	1-Fr <sup>2</sup>	G <sub>o</sub>	i <sub>o</sub> -G <sub>o</sub>	ΔX	L
1.729	1.749	52.481	33.499	1.567	16.577	16.014	-15.014	0.034	0.216	2.780	40.77
1.689	1.709	51.281	33.419	1.534	16.965	17.164	-16.164	0.037	0.213	3.030	43.80
1.649	1.669	50.081	33.339	1.502	17.372	18.428	-17.428	0.039	0.211	3.311	47.11
1.609	1.629	48.881	33.259	1.470	17.798	19.819	-18.819	0.043	0.207	3.630	50.74
1.569	1.589	47.681	33.179	1.437	18.246	21.353	-20.353	0.046	0.204	3.995	54.73
1.529	1.549	46.481	33.099	1.404	18.717	23.050	-22.050	0.050	0.200	4.413	59.15
1.489	1.509	45.281	33.019	1.371	19.213	24.931	-23.931	0.055	0.195	4.897	64.04
1.449	1.469	44.081	32.939	1.338	19.736	27.023	-26.023	0.059	0.191	5.462	69.51
1.409	1.429	42.881	32.859	1.305	20.289	29.356	-28.356	0.065	0.185	6.129	75.63
1.369	1.389	41.681	32.779	1.272	20.873	31.966	-30.966	0.071	0.179	6.926	82.56
1.329	1.349	40.481	32.699	1.238	21.492	34.893	-33.893	0.078	0.172	7.890	90.45
1.289	1.309	39.281	32.619	1.204	22.148	38.190	-37.190	0.086	0.164	9.079	99.53
1.249	1.269	38.081	32.539	1.170	22.846	41.915	-40.915	0.095	0.155	10.574	110.10
1.209	1.229	36.881	32.459	1.136	23.589	46.141	-45.141	0.106	0.144	12.504	122.61
1.169	1.189	35.681	32.379	1.102	24.383	50.955	-49.955	0.118	0.132	15.083	137.69

**Figure III.10** Graphique de la ligne d'eau**Tableau III.14** Hauteur des murs bajoyers

L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H <sub>mur</sub> (m)
0	4.409	6.576917	0.599243	5.01
3.93	3.11	9.326675	0.740645	3.85
8.19	2.71	10.70363	0.806088	3.52
15.96	2.31	12.55759	0.889927	3.20
30.89	1.91	15.18833	1.002127	2.91
47.11	1.67	17.37192	1.090389	2.76
64.04	1.51	19.21343	1.161977	2.67
99.53	1.31	22.14821	1.271514	2.58
137.69	1.19	24.38284	1.351692	2.54

**Tableau III.15** Vérification de phénomène d'aération

Section	L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	V <sub>cr</sub> (m/s)	Condition
1	0.00	4.41	6.58	3.41	41.73	vérifier
2	3.93	3.11	9.33	2.58	36.45	vérifier
3	8.19	2.71	10.70	2.29	34.47	vérifier
4	15.96	2.31	12.56	2.00	32.27	vérifier
5	30.89	1.91	15.19	1.69	29.77	vérifier
6	47.11	1.67	17.37	1.50	28.10	vérifier
7	64.04	1.51	19.21	1.37	26.90	vérifier
8	99.53	1.31	22.15	1.20	25.27	vérifier
9	137.69	1.19	24.38	1.10	24.41	vérifier

### III.3.6 Bassin de dissipation

L'eau évacuer peut-être transportée au pied du barrage par le biais du coursier, elle atteint donc souvent une vitesse élevée. Ce débit à grande vitesse détruira le lit naturel de la rivière en raison de sa grande quantité d'énergie cinétique. Par conséquent, la seule façon de contrôler le débit à grande vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'en tirer de l'énergie. La mise en place du bassin de dissipation garantira un écoulement à vitesse convenable dans le lit du fleuve.

Le dimensionnement se fera de la même manière que dans (III.2.4) :

On a :  $Y_1 = 1.2 \text{ m}$  à la fin du coursier, avec  $V_1 = 24.38 \text{ m/s}$ . Ce qui nous donne un nombre de Froude égale à  $F_1 = 7.04$ . Ceci nécessite la projection d'un bassin dissipateur type III.

**La hauteur conjuguée  $Y_2$** : est donnée par la formule (III.20),  $Y_2 = 11.35 \text{ m}$  et  $L = 42 \text{ m}$

**Les blocs de chute** : ont une largeur et hauteur égalent à  $Y_1$  et sont espacés de  $Y_1$  (Voir **Figure III.5**).

**Le seuil denté** :

- Hauteur du seuil :  $h_2 = 0.2Y_2 = 2.27 \approx 2.3 \text{ m}$
- Largeur et espacement :  $0.15Y_2 = 1.7 \text{ m}$
- Epaisseur :  $0.02 Y_2 = 0.227 \approx 0.23 \text{ m}$

### III.3.7 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur  $b=30\text{m}$ , fruits des talus  $m=0.75$  et une pente de  $i=0.13\%$ .

**Tableau III.16** récapitulatif du calcul de canal de fuite

$K$	$\sigma_{cr}$	$h_{cr}$	$S_{cr}$	$R_{cr}$	$C_{cr}$	$I_{cr}$
4.42	0.11	4.26	141.43	3.48	87.92	0.14%

## **Conclusion**

A la suite des résultats obtenus à l'issue de l'étude de variante d'évacuateur de crues du barrage Rekhouché, il ressort que les deux variantes faisables d'un point de vue technique. Toutefois, la variante de l'évacuateur de crues latérale à entonnement latéral présente un coût un peu plus élevé, à cause de la longueur du l'auge de réception. Le choix est orienté vers la variante d'évacuateur de crue labyrinthe, où le déversoir est convenablement situé par rapport au barrage et au versant naturel droit.

## Chapitre IV

### CONCEPTION DETAILLEE DE L'EVACUATEUR DE CRUES

Après avoir déterminé les dimensions de l'évacuateur de crue dans le chapitre précédent, nous calculerons la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur dans ce chapitre. Ces éléments seront construits en béton armé pour résister à différentes charges et contraintes : la poussée des terres, pression hydrostatique, Poids structurel...etc.

#### IV.1 Etude de stabilité

L'évaluation statique du corps du déversoir consiste dans la détermination de la stabilité renversement, au poinçonnement et au glissement suivant la surface de contact béton-roche d'assise. Afin de trouver les dimensions des éléments de l'évacuateur de crues après avoir été proposé.

##### IV.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait pour une hauteur déversant maximale  $H_d=3.55m$ .

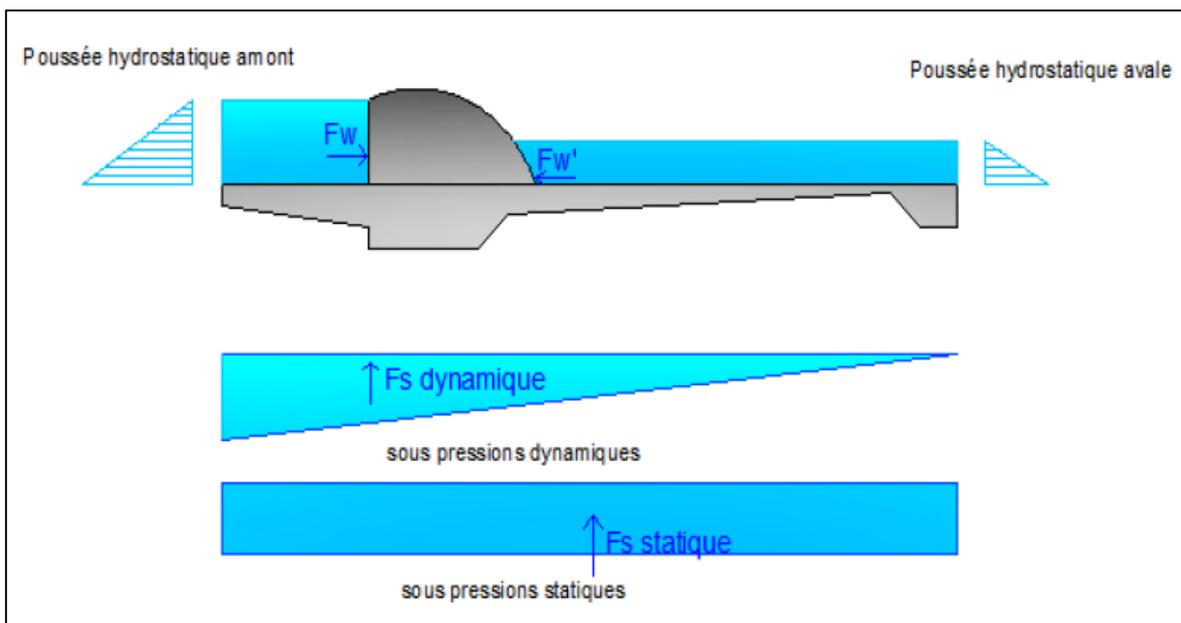


Figure IV.1 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir

##### IV.1.1.1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage

La première étape consiste à pré dimensionné le radier du déversoir avec la vérification des infiltrations par la méthode de contour linéaire « méthode de Bligh ».

$$H_1 = P + H_d \quad (IV.1)$$

Avec :

$P$  : Hauteur de la pelle (m) ;

$H_d$  : Hauteur de la lame déversante (m).

On trouve :  $H_1 = 9.55 \text{ m}$

- **Avant radier**

- Longueur :  $l_{ar} = (0 \div 2)H_1$
- Epaisseur : on a 3 cas selon la hauteur  $H_1$

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } H_1 \leq 5 \text{ m} \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)m$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : } 5 < H_1 \leq 10 \text{ m} \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)m$$

$$3^{\text{ème}} \text{ cas : } H_1 > 10 \text{ m} \rightarrow T_{ar1} = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Et } T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$$

On trouve :

$$l_{ar} = 9 \text{ m}, \quad T_{ar1} = 0.5 \text{ m}, \quad T_{ar2} = 1.9 \text{ m}$$

- **Radier**

$$\text{Longueur : } L_r = (3 \div 5)H_1$$

Epaisseur :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30)H_1$$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15)H_1$$

$$S_1 = (2 \div 7)m$$

$$S_2 = T_{r2}$$

$$S_p = (0.02 \div 0.05)L_r$$

On trouve :

$$L_r = 38.2 \text{ m}, T_{r1} = 2.8 \text{ m}, T_{r2} = 1.4 \text{ m}, S_1 = 4 \text{ m}, S_2 = 1.4 \text{ m}, S_p = 1.9 \text{ m}$$

#### IV.1.1.2 Méthode de contour linéaire (Méthode de Bligh)

L'hypothèse de cette méthode :

- Le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée ;
- La répartition des sous pression est considérer linéaire ;
- La condition à vérifier est que la longueur réelle du contour déployé ( $L_{R\_CD}$ ) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh ( $L_{C\_Théorique}$ ).

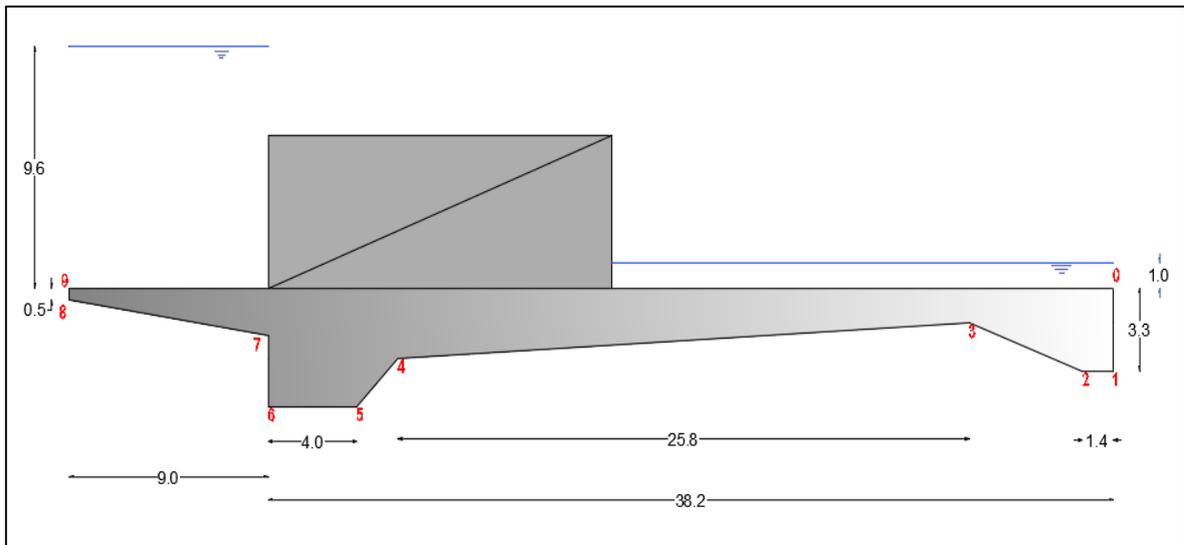


Figure IV.2 Pré-dimensionnement du déversoir

Avec :

$$LC_{théorique} = \Delta H * C \quad (IV.2)$$

$\Delta H$  : La différence du niveau d'eau amont et aval :  $H_1 - H_2$  ;

$C$  : Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol,  $C = 3$ .

On trouve :

$$L_{C.théorique} = 25.65 \text{ m et } L_{R\_CD} = 59.15 \text{ m}$$

Donc la condition est vérifiée,  $L_{R\_CD} > L_{C.théorique}$

Maintenant on doit les corriger avec les épaisseurs de Bligh qu'on calcule par les formules suivantes :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{R\_CD}} * L_x \quad (IV.3)$$

Et :

$$t_x = n * \frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} * h_x \quad (IV.4)$$

Avec :

$h_x$  : La surpression au point x (m) ;

$t_x$  : Epaisseur du radier de Bligh (m) ;

$\gamma_b, \gamma_w$  : Poids spécifique du béton et de l'eau  $\gamma_b = 2400 \text{ Kg}/\text{m}^3$  et  $\gamma_w = 1000 \text{ Kg}/\text{m}^3$

$n$  : Coefficient de sécurité, varie en fonction de classe de l'ouvrage,  $n = 0.85 \div 1.25$ , On prend  $n = 1$

**Tableau IV.1** Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{xi}$	0.000	3.300	1.400	2.687	32.056	2.687	4.000	3.565	9.027	0.500
$I_x$	0.000	3.300	4.700	7.387	39.443	42.130	46.130	49.695	58.722	59.222
$h_x$	0.000	0.477	0.679	1.068	5.701	6.089	6.667	7.182	8.487	8.559
$T_{bligh}$	0.000	0.341	0.485	0.763	4.072	4.349	4.762	5.130	6.062	6.114
$T_{pré}$	0.000	3.300	3.300	1.400	2.800	4.700	4.700	1.200	0.500	0.000
$T_d$	0.000	3.300	3.300	1.400	2.800	4.700	4.700	1.200	0.500	0.000

### IV.1.1.3 Calcul des forces

- **Forces verticales**

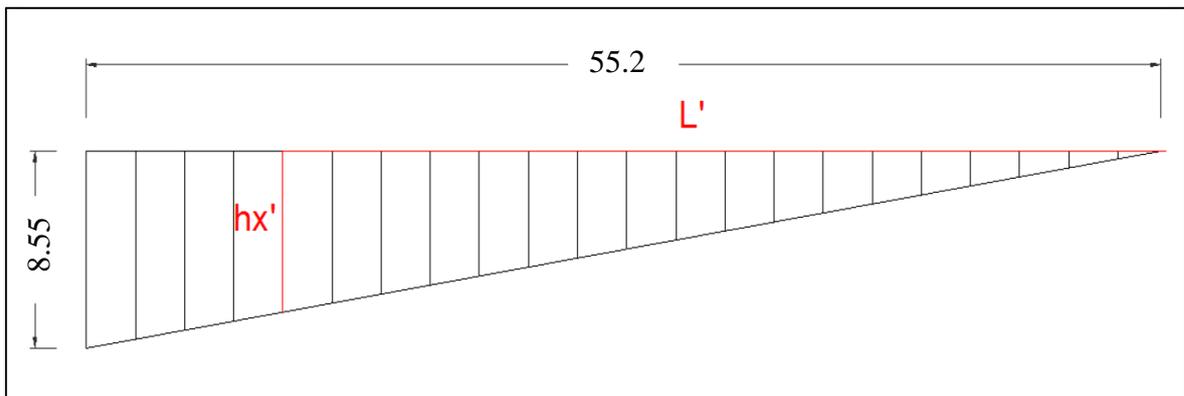
- Sous pressions dynamique : Elle agit sur toute la fondation (radier + avant radier) :

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l \quad (IV.5)$$

Avec :

$$S_{sp}^h : \text{Epure des sous pressions, } S_{sp}^h = \frac{59.222 * 8.559}{2} = 253.44 \text{ m}^2;$$

$l$  : Largeur de déversoir (on prend 1 ml).



**Figure IV.3** Epure des sous pressions dynamiques

- Sous pressions statiques :

$$F_{sp}^s = \gamma_w * S_{sp}^s * l \quad (IV.6)$$

Avec :

$$S_{sp}^s : \text{Epure des sous pressions, } S_{sp}^s = L_r * h_{aval};$$

$l$  : Largeur de déversoir (on prend 1 ml).

- Poids du rideau :

$$P_r = \gamma_b * S_d * l \quad (IV.7)$$

Avec :

$S_d$  : Section transversale du déversoir (m<sup>2</sup>).

- Poids de la semelle :

$$P_{se} = \gamma_b * S_{se} * l \quad (IV.8)$$

Avec :

$S_{se}$  : Section transversale de la semelle (m<sup>2</sup>).

- Poids de l'eau amont :

$$P_w = \gamma_b * S_w * l \quad (IV.9)$$

Avec :

$S_w$  : Surface de l'eau en amont (m<sup>2</sup>).

- Poids de l'eau aval :

$$P'_w = \gamma_b * S'_w * l \quad (IV.10)$$

Avec :

$S'_w$  : Surface de l'eau en aval (m<sup>2</sup>).

- **Forces horizontales**

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w * (P + 2H_d) * P \quad (IV.11)$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = \frac{1}{2} \gamma_w * h_{aval}^2 \quad (IV.12)$$

**Tableau IV.2** Résultats de calcul des forces

Forces		Symboles	Résultats (t)
<b>Forces verticales</b>	Sous pressions dynamiques	$F_{sp}^h$	254.45
	Sous pressions statiques	$F_{sp}^s$	38.2
	Poids du rideau	$P_r$	108
	Poids de la semelle	$P_{se}$	248
	Poids de l'eau amont	$P_w$	85.95
	Poids de l'eau aval	$P'_w$	23.2
<b>Forces horizontales</b>	Poussée hydrostatique amont	$F_w$	39.3
	Poussée hydrostatique aval	$F'_w$	0.5

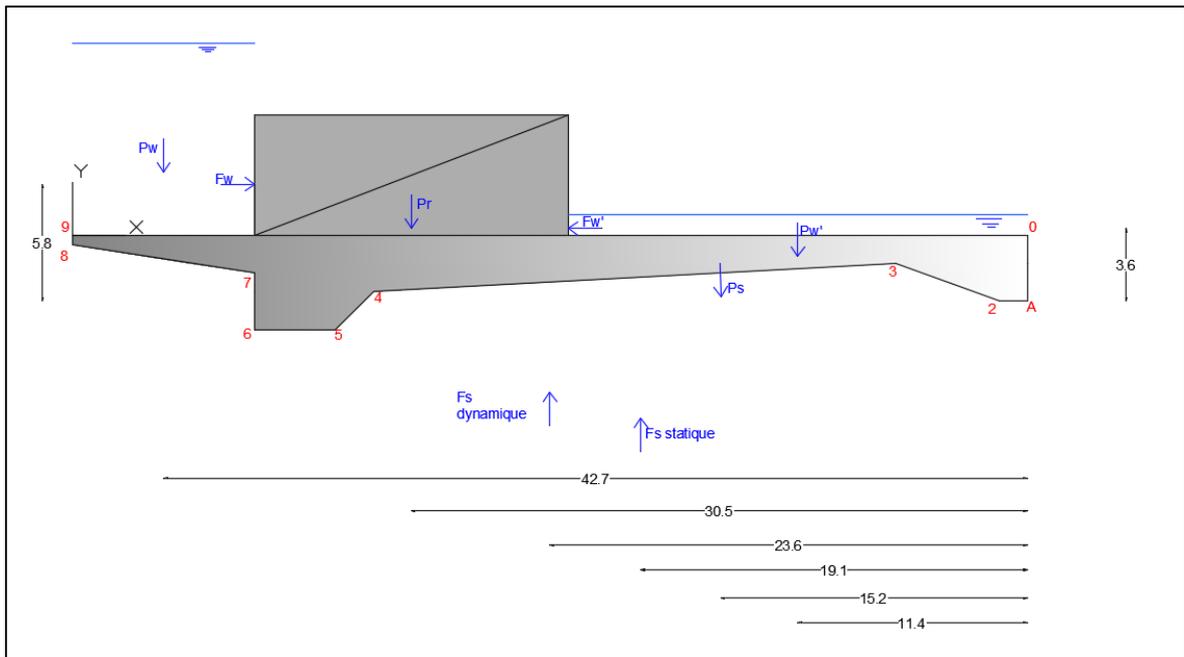


Figure IV.4 Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle.

#### IV.1.1.4 Stabilité au renversement

On doit vérifier que l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour de l'axe A, la condition qu'on doit vérifier est :

$$\frac{Ms}{Md} > 1.5 \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

$Ms$  : Somme des moments des forces stabilisatrices (t.m) ;

$Md$  : Somme des moments des forces déstabilisatrices (t.m).

On trouve :  $Ms = 11175.11 \text{ t.m}$  et  $Md = 7042.75 \text{ t.m}$

Donc  $\frac{Ms}{Md} = 1.587 > 1.5$  donc la condition (IV.13) est vérifiée.

#### IV.1.1.5 Stabilité au glissement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} < f \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

$F_h, F_v$  : Forces horizontales et verticales ;

$f$  : Coefficient selon la nature de la surface, si :

- Surface lisse  $f = (0.2 \div 0.4)$  ;

- Surface rugueuse  $f = \frac{2}{3} \varphi$ ,

Et  $\varphi$  : angle de frottement

On a une surface rugueuse avec  $\varphi = 30^\circ = 0.57 \text{ rad} \Rightarrow f = 0.37$

Et :  $\sum F_h = 38.8 \text{ t}, \sum F_v = 173.5 \text{ t}$

Donc :  $\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.22 < f$ , donc la condition (IV.14) est vérifiée.

#### IV.1.1.6 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100B} \pm \frac{6M_G}{100B^2} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

$N = \sum F_v$  : somme des forces verticales ;

$M_G$  : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier ;

$B$  : Largeur du radier de déversoir (cm) ;

Et :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On trouve :

$$N = 173.5 \text{ t}, M_G = 2237.42 \text{ t.m}, \sigma_1 = 2.07 \text{ b}, \sigma_2 = -0.91 \text{ b}, \sigma_{moy} = 1.32 \text{ b}$$

Sachant que  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ b}$ , donc la condition est vérifiée.

### IV.1.2 Stabilité des murs bajoyers

#### IV.1.2.1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage

On prendra les dimensions suivantes ;

$$H = 5 \text{ m}$$

$$B_1(\text{semelle arrière}) = H/3 \approx 2 \text{ m}$$

$$B_2(\text{semelle avant}) = B_{\text{coursier}}/2 = 15 \text{ m}$$

$$e_1 = H/10 = 50 \text{ cm}$$

$$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm}, \text{ on prend } e_2 = 30 \text{ cm}.$$

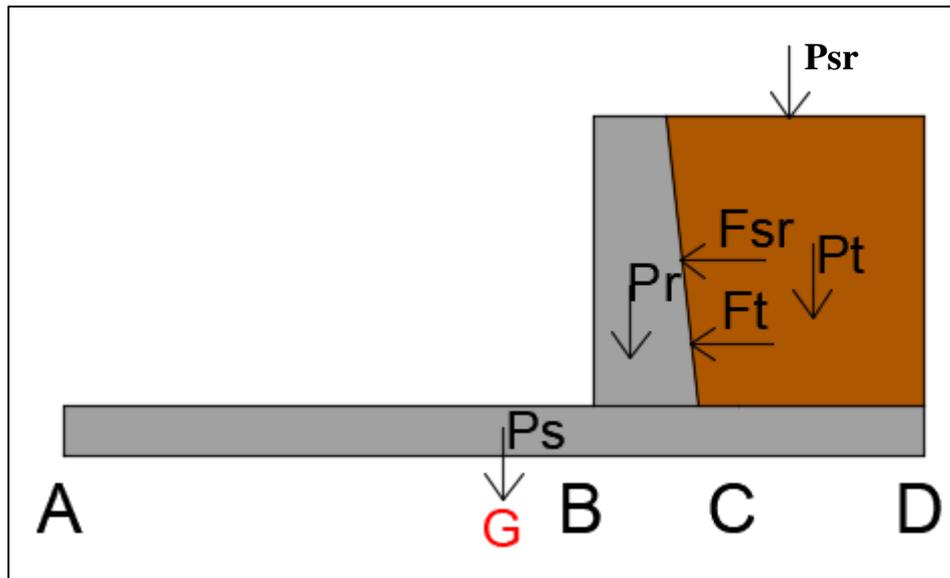


Figure IV.5 Les forces agissantes sur les murs bajoyers

**IV.1.2.2 Calcul des forces**

	Force	Formule	Valeurs (t)
<b>Forces verticales</b>	Poids du rideau	$P_r = \gamma_b * V_r$	4.8
	Poids de la semelle	$P_{se} = \gamma_b * V_{se}$	21
	Poids des terres	$P_t = \gamma_s * V_t$	16
	Poids des surcharge	$P_{sr} = S * Air$	2
<b>Forces horizontales</b>	Poussée des terres	$F_t = A_p * \gamma_t * H^2 / 2$	13.47
	Poussée des surcharge	$F_{sr} = A_p * S * H$	1.65

Avec :

$$\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_t = 2.7 \text{ t/m}^3$$

$$A_p = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.33$$

**IV.1.2.3 Stabilité au renversement**

De la même façon que dans (IV.1.1.4), on vérifie la condition (IV.13) :

On trouve :

$$Ms = 554.15 \text{ t.m et } Md = 29.24 \text{ t.m}$$

Donc  $\frac{Ms}{Md} = 18.95 > 1.5$  donc la condition (IV.13) est vérifié.

**IV.1.2.4 Stabilité au glissement**

De la même façon que dans (IV.1.1.5), on vérifie la condition(IV.14) :

On trouve:  $\sum F_h = 15.12 \text{ t} , \sum F_v = 43.8 \text{ t}$

Donc :  $\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.345 < f$ , donc la condition(IV.14) est vérifié.

### IV.1.2.5 Stabilité au poinçonnement

De la même façon que dans (IV.1.1.6), on vérifie la condition (IV.15) :

On trouve :

$$N = 43.8 \text{ t}, M_G = 144.84 \text{ t.m}, \sigma_1 = 0.534 b, \sigma_2 = -0.03 b, \sigma_{moy} = 0.39 b$$

Sachant que  $\sigma_{sol} = 1.5 b$ , donc la condition est vérifiée.

## IV.2 Calcul de ferrailage

### IV.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.

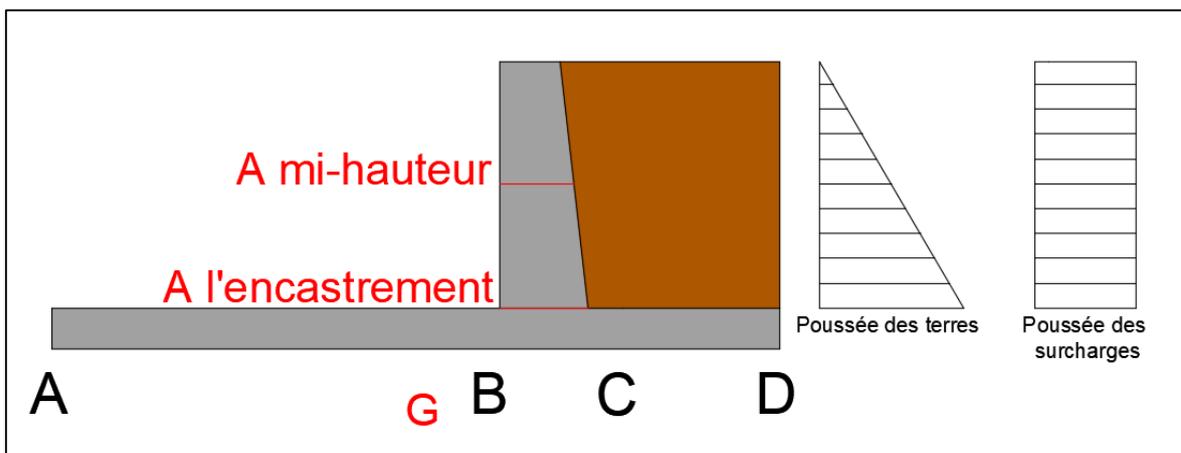


Figure IV.6 Calcul de ferrailage du coursier.

#### IV.2.1.1 Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur

- **A l'encastrement**

- Poussée des terres :

$$M_t = 1.35F_t * H/3$$

- Poussée des surcharges :

$$M_{sr} = 1.5F_{sr} * H/2$$

- Moment à l'encastrement :

$$M_e = M_t + M_{sr}$$

On trouve :  $M_t = 25.06 \text{ t.m}$  ;  $M_{sr} = 12.375 \text{ t.m}$  ;  $M_e = 37.434 \text{ t.m}$

- **A mi-hauteur**

- Poussée des terres :

$$F'_t = (A_p * \gamma_s * H/2) * \frac{H/2}{2}$$

$$M'_t = 1.35F'_t * \frac{H/2}{3}$$

- Poussée des surcharges :

$$F'_{sr} = A_p * S * H/2$$

$$M'_{sr} = 1.5F'_{sr} * \frac{H/2}{2}$$

- Moment à l'encastrement :

$$M_{mi-H} = M'_t + M'_{sr}$$

On trouve :  $M'_t = 3.13 \text{ t.m}$  ;  $M'_{sr} = 3.09 \text{ t.m}$  ;  $M_{mi-H} = 6.23 \text{ t.m}$

#### IV.2.1.2 Calcul des aciers

- Calcul à l'encastrement

On commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

$M$  : Moment (t.m) ;

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{IV.17})$$

$\gamma_b = 1.5$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  donc  $\sigma_{bc} = 142 \text{ bar}$  ;

$b$  : Largeur de la section,  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$d$  : Hauteur de la section (cm),  $d = e_1 - e = 47 \text{ cm}$  ;

$e$  : Enrobage,  $e = 3 \text{ cm}$  .

On trouve :  $\mu = 0.11934$

- Vérification de l'existence des aciers comprimés

$$\mu_l = 0.8a_l - 0.32a_l^2 \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

$$a_l = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} \quad (\text{IV.19})$$

Et :

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

$E_s$  : Elasticité du béton,  $E_s = 2 * 10^6 \text{ bar}$  ;

$f_e$  : On a des aciers de nuance **FeE400**, donc :  $f_e = 4000 \text{ bar}$  ;

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour les aciers,  $\gamma_s = 1.15$

Alors :  $\varepsilon_l = 0.0017$  ;  $a_l = 0.673$  ;  $\mu_l = 0.39$

On a :  $\mu < \mu_l$  donc pas d'aciers comprimés.  $\mu < 0.186$  On est dans le pivot A

- Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte maximale de l'allongement de l'acier,  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26 \text{ bar}$  ;

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.936$  ;

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.159$  ;  $\alpha < 0.259$  donc on est dans le pivot A ;

$d$  : Hauteur de la section (cm).

On trouve :  $A_s = 24.46 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s-min} = 0.5\% * (100 * 50) = 25 \text{ cm}^2$$

La section retenue est :

$$A_s = \max[A_{s-calculé}; A_{s-min}] \quad (\text{IV.22})$$

On retient :  $A_s = 25 \text{ cm}^2$

On choisit 6 barres de diamètre 25 mm espacé de 15 cm.

- **Calcul à mi-hauteur**

De même façon on trouve les résultats suivants :

$$d = 37 \text{ cm} ; \mu = 0.032 ; \alpha = 0.04 ; \beta = 0.98 ; A_{s-calculé} = 4.92 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{s-min} = 20 \text{ cm}^2 ; A_s = 20 \text{ cm}^2$$

On choisit 5 barres de diamètre 25 mm espacé de 15 cm.

## IV.2.2 Ferrailage de la semelle du coursier

### IV.2.2.1 Calcul des contraintes

- **Contrainte de la semelle**

$$\sigma_{se} = \frac{1.35 * P_{se}}{100 * B} \quad (\text{IV.23})$$

Avec :

$B$  : Longueur de la base de la semelle (cm).

- **Contrainte de rideau, des terres et des surcharges**

$$\sigma_{r,t,sr} = \frac{1.35 * (P_r + P_t) + 1.5 * P_{sr}}{100 * B} \quad (IV.24)$$

- **Contrainte de sol**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1.35 * (P_r + P_t + P_{se}) + 1.5 * P_{sr}}{100 * B} \pm \frac{6M_G}{100 * B^2} \quad (IV.25)$$

Avec :

$M_G$  : Moment par rapport à G des forces verticales et horizontales, avec application des coefficients de pondération.

$G$  : Centre de la partie inférieure de la semelle.

On trouve :

$$\sigma_{se} = 0.162 b ; \quad \sigma_{r,t,sr} = 1.243 b ; \quad \sigma_1 = 0.751 b ; \quad \sigma_2 = 0.292 b$$

- **Contrainte résultante**

- Au point A :  $\sigma_A = 0.130 b$
- Au point B :  $\sigma_B = 0.524 b$
- Au point C :  $\sigma_C = 0.706 b$
- Au point D :  $\sigma_D = 0.654 b$

#### IV.2.2.2 Calcul des aciers

- **Partie AB**

La console AB sera ferrailée avec le moment  $M_B$  en flexion simple

$$M_B = S_\sigma * X_{G1} * 1 ml$$

Avec :

$S_\sigma$  : Air du diagramme résultant ;

$X_{G1}$  : Distance entre le centre de gravité et le point B.

On trouve :  $S_\sigma = 5.1 t/m$  ;  $X_{G1-B} = 5.96 cm$  ;  $M_B = 30.396 t.m$

Le calcul de la section d'aciers est calculé par la méthode que dans le ferrailage du rideau :

$$d = 47 cm ; \quad \mu = 0.097 ; \quad \alpha = 0.127 ; \quad \beta = 0.949 ; \quad A_{s-calculé} = 19.59 cm^2 ; \\ A_{s-min} = 25 cm^2 ; \quad A_s = 25 cm^2$$

On choisit 6 barres de diamètre 25 mm espacé de 15 cm.

- **Partie CD**

De la même méthode on calcule l'air de la partie CD, et le moment sera calculé du centre de gravité de cette partie au point C :

On trouve :

$$M_C = 1.4 t.m ; \quad S_\sigma = 1.42 t/m ; \quad X_{G2-C} = 0.986 cm ; \quad d = 47 cm ; \\ \mu = 0.00446 ; \quad \alpha = 0.0056 ; \quad \beta = 0.9977 ;$$

$$A_{s-calculé} = 0.858 cm^2 ; \quad A_{s-min} = 25 cm^2 ; \quad A_s = 25 cm^2$$

On choisit 6 barres de diamètre 25 mm espacé de 15 cm.

## IV.2.3 Ferrailage du radier de déversoir

### IV.2.3.1 Calcul des contraintes

- **Contrainte du rideau, la semelle et**

$$\sigma_{r,Pw,se} = \frac{1.35 * (P_r + P_{se} + P_w^{am}) + 1.5 * P_w^{av}}{100 * B}$$

- **Contrainte du sol**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1.35 * (P_r + P_{se} + P_w^{am}) + 1.5 * P_w^{av}}{100 * B} \pm \frac{6M_G}{100 * B^2}$$

Avec :

$M_G$  : Moment par rapport à G des forces verticales et horizontales, avec application des coefficients de pondération.

$G$  : Centre de la partie inférieure de la semelle.

On trouve :

$$\sigma_{r,Pw,se} = 1.65 b ; \quad \sigma_1 = 2.47 b ; \quad \sigma_2 = 0.83 b$$

- **Contraintes résultantes**

- Au point A :  $\sigma_A = 0.818 b$
- Au point B :  $\sigma_B = 0.028 b$
- Au point C :  $\sigma_C = 0.510 b$
- Au point D :  $\sigma_D = 0.818 b$

### IV.2.3.2 Calcul des aciers

- **Partie AB**

La console AB sera ferrailée avec le moment  $M_B$  en flexion simple

$$M_B = S_\sigma * X_{G1} * 1 ml$$

Avec :

$S_\sigma$  : Air du diagramme résultant ;

$X_{G1}$  : Distance entre le centre de gravité et le point B.

On trouve :  $S_\sigma = 12.46 t/m$  ;  $X_{G1-C} = 5.185 cm$  ;  $M_B = 64.61 t.m$

Le calcul de la section d'aciers est calculé par la méthode que dans le ferrailage du rideau :

$$d = 137 cm ; \mu = 0.0242 ; \alpha = 0.0306 ; \beta = 0.987 ; A_{s-calculé} = 13.73 cm^2 ; \\ A_{s-min} = 70 cm^2 ; \quad A_s = 70 cm^2$$

On choisit 6 barres de diamètre 40 mm espacé de 15 cm.

- **Partie CD**

De la même méthode on calcule l'air de la partie CD, et le moment sera calculé du centre de gravité de cette partie au point C :

On trouve :

$$M_C = 29.04 t.m ; S_\sigma = 5.976 t/m ; X_{G2-B} = 4.86 cm ; d = 47 cm ; \\ \mu = 0.0925 ; \alpha = 0.122 ; \beta = 0.951 ;$$

$$A_{s\text{-calculé}} = 18.68 \text{ cm}^2 ; \quad A_{s\text{-min}} = 25 \text{ cm}^2 ; \quad A_s = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 6 barres de diamètre 25 mm espacé de 15 cm.

### **Conclusion**

D'après cette étude, nous avons conclu que les dimensions probablement définies de notre ouvrage assure sa stabilité au glissement, renversement et poinçonnement. Nous avons également dans cette partie procéder au ferrailage du coursier et cela pour renforcer notre structure.

## Chapitre V

### ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des canaux, des conduites, des galeries et autres. Ces ouvrages annexes comprennent la dérivation provisoire, la prise d'eau et la vidange de fond.

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

#### V.1 La dérivation provisoire

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier, le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage

##### V.1.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

- **Galerie de dérivation**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage ;

- **Conduite de dérivation**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations. L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique, car ils sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond) ;

- **Canal de dérivation**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique, et c'est la variante la plus adaptée au site du barrage.

##### V.1.2 Conception de l'ouvrage

La conception de l'ouvrage de dérivation provisoire est dominée par les contraintes topographiques et par l'importance de la crue de chantier.

La dérivation provisoire des eaux de chantier du barrage Rekhouché sera réutilisée à la fin des travaux de construction du barrage pour le passage de la vidange de fond et la conduite de prise d'eau.

Le dimensionnement sera fait avec la crue de période de retour de **20 ans** qui correspond à un débit de **485.91 m<sup>3</sup>/s**.

### V.1.3 Succession des travaux

- **1<sup>ère</sup> étape** : Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de canal de dérivation ;
- **2<sup>ème</sup> étape** : Construction d'un canal à section rectangulaire à ciel ouvert qui sera la suite mise à travers le corps de la digue (sur la rive droite) ;
- **3<sup>ème</sup> étape** : Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers le canal et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue ;
- **4<sup>ème</sup> étape** : La mise en eau après la fin des travaux.

### V.1.4 Calcul de la section de la galerie de dérivation

Section rectangulaire en dehors de la digue à ciel ouvert l'écoulement sera à surface libre. Pour cela il faut encore chercher la section la plus économique possible

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

On a :  $I = 1.47\%$

Pour une section économique on prend :  $b = 2h$  et  $R = h/2$

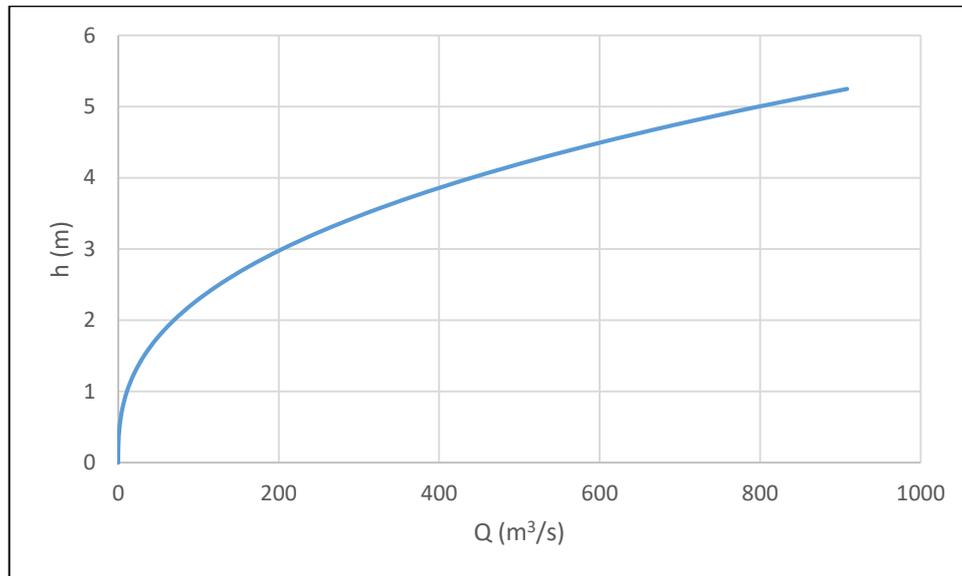
Les parois interne du tunnel sont construites avec du béton. On prend  $n = 0.014$ .

**Tableau V.1** Calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation

<b>b (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>P (m)</b>	<b>R (m)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
0	0	0	0	0	0
0.5	0.25	0.125	1	0.125	0.271
1	0.5	0.5	2	0.25	1.718
1.5	0.75	1.125	3	0.375	5.066
2	1	2	4	0.5	10.911
2.5	1.25	3.125	5	0.625	19.783
3	1.5	4.5	6	0.75	32.170
3.5	1.75	6.125	7	0.875	48.526
4	2	8	8	1	69.282
4.5	2.25	10.125	9	1.125	94.848
5	2.5	12.5	10	1.25	125.617
5.5	2.75	15.125	11	1.375	161.967
6	3	18	12	1.5	204.267
6.5	3.25	21.125	13	1.625	252.869
7	3.5	24.5	14	1.75	308.122
7.5	3.75	28.125	15	1.875	370.360
8	4	32	16	2	439.913
8.5	4.25	36.125	17	2.125	517.104

**Tableau V.1** Suite et fin

<b>b (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>P (m)</b>	<b>R (m)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
9	4.5	40.5	18	2.25	602.246
9.5	4.75	45.125	19	2.375	695.649
10	5	50	20	2.5	797.616
10.5	5.25	55.125	21	2.625	908.445

**Figure V.1** Courbe de tarage.

D'après les résultats du **Tableau V.1**, et les résultats du calcul de laminage de crue par la méthode de Muskingum présenté dans le **Tableau V.2**, on opte pour un canal de 5 m de hauteur et 10 m de largeur.

- **Calcul de la hauteur critique**

$$h_{cr} = \left( \frac{Q^2}{g * b^2} \right)^{1/3} \quad (V.1)$$

On trouve :  $h_{cr} = 6.22 \text{ m}$

- **Calcul de la pente critique**

$$I_{cr} = \frac{g * h_{cr}}{R_{cr} * C^2} \quad (V.2)$$

On trouve :  $I_{cr} = 3.07\text{‰}$

On a  $I > I_{cr}$  et  $h_n < h_{cr}$  donc le régime est torrentiel.

- **La hauteur du canal de dérivation**

$$H_{c-d} = h + R_v$$

Avec :

$H_{c-d}$  : Hauteur du canal de dérivation (m) ;

$h$  : Tirant d'eau dans le canal (m) ;

$R_v$  : Revanche (m), On prend  $R_v = 2 m$

Donc :  $H_{c-d} = 7 m$

En correspondance du barrage, la coupe du canal devient fermée et divisée en 2 parties pour mesure de sécurité de forme rectangulaire 6x7 m. L'écoulement restera à surface libre puisque l'écoulement est torrentiel (Pas de risque de transformation en régime en charge)

### V.1.5 Laminage de la crue de chantier

Pour le laminage de crue, on utilise la méthode de Muskingum qu'on a déjà détaillé dans la partie (II.8).

**Tableau V.2** Résultats du laminage de la crue de chantier par la méthode de Muskingum

<b>B (m)</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>
<b>Q<sub>s_max</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	376.243	380.492	393.436	400.766	409.539
<b>H (m)</b>	9.42	8.56	8.01	7.50	7.01

### V.1.6 Construction des batardeaux

Les batardeaux amont et aval sont prévu comme des petits barrages, leur rôle est d'orienter les eaux des crues vers la galerie de dérivation. Ils sont construits en remblai de la même façon que le barrage. Ils seront intégrés avec la digue.

#### V.1.6.1 Crête du batardeau amont

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation :

$$C_{cr} = C_0 + H_d + a + R_v \quad (V.3)$$

Avec :

$C_{cr_1}$  : Côte crête batardeau amont (m) ;

$C_0$  : Côte d'entrée de la dérivation (m),  $C_0 = 1021.5 m$  NGA ;

$H_d$  : Hauteur d'eau par le laminage de crue (m),  $H_d = 7.01 m$  ;

$a$  : Hauteur livre de sécurité, réserve constructive entre 0.4 et 0.6 m ;

$R_v$  : Revanche (m)

$$R_v = 1 + 0.3F^{0.5} \quad (V.4)$$

$F$  : c'est la longueur continue du plan d'eau compris entre le barrage et la rive opposée la plus éloignée. ( $F = 2.6 km$ ).

On trouve :  $F = 0.48 m$ ,  $C_{cr} = 1030.3 m$  NGA et Hauteur batardeau amont  $H_{b1} = 8.8 m$

Pour la largeur en crête on utilise la formule T.Knappen :

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$$

On trouve :  $b_{cr} = 4.9 m$ , on prend  $b_{cr} = 5 m$  ce qui permette la circulation des engins de terrassement.

### V.1.6.2 Les talus du batardeau amont

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau. D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

**Tableau V.3** Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue (*Ministère de l'agriculture française, 1977*)

Hauteur de la digue	Type de la digue	Fruit de talus	
		Amont	Aval
$H \leq 5$ m	Homogène	2.5	2
	A zone	2	2
$5 < H \leq 10$ m	Homogène à granulométrie étendu	2	2
	Homogène à grande présence d'argile	2.5	2.5
	A zone	2	2.5
$10 < H \leq 20$ m	Homogène à granulométrie étendu	2.5	2.5
	Homogène à grande présence d'argile	3	2.5
	A zone	2	3
$H \geq 20$	Homogène à granulométrie étendu	3	2.5
	Homogène à grande présence d'argile	3	2.5
	A zone	3	3

On prend  $m_1 = m_2 = 2$

### V.1.6.3 Protection des talus du batardeau amont

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels qui peuvent nuire à leurs stabilités, comme l'érosion hydrique provoquée par le ruissellement, l'action des vents, et même les effets chimiques des eaux salines ou alcalines.

- **Talus aval**  
Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.
- **Talus amont**  
L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement amont. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

### V.1.6.4 Le drain du batardeau amont

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

- **Dimensionnement du drain tapis**

$$L_d = \frac{1}{4} L_b \quad (\text{V.5})$$

Avec :

$L_d$  : Longueur du drain tapis (m) ;

$L_b$  : Largeur transversale du batardeau,  $L_b = 100$  m ;

On trouve :  $L_d = 25$  m

- **Dimensionnement de prisme**

- Hauteur

$$h_p = (0.15 \div 0.2)H_b \quad (\text{V.6})$$

- Largeur en crête

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4)H_b \quad (\text{V.7})$$

- Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ et } m_2 = (1.15 \div 2.5)$$

On trouve :

$$h_p = 1.6 \text{ m} ; B_{dr} = 2.5 \text{ m} ; m_1 = m_2 = 2$$

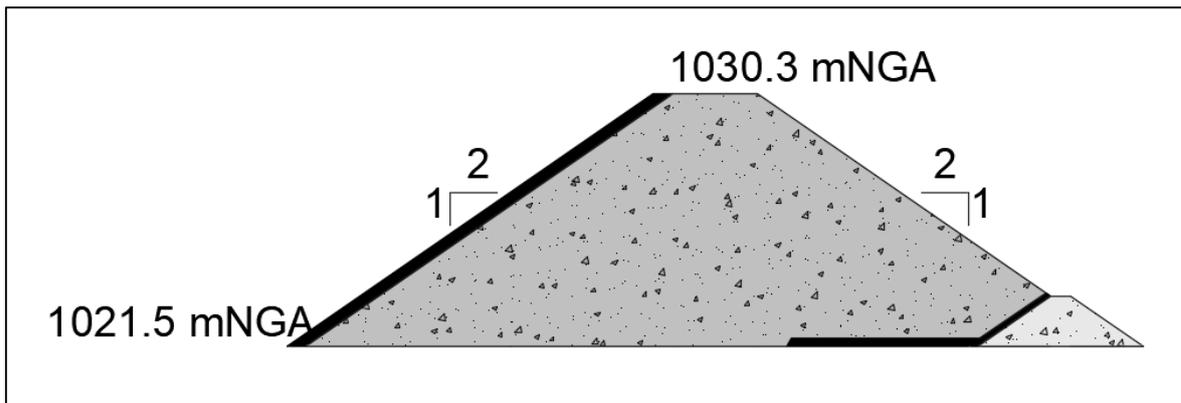


Figure V.2 Schéma du batardeau

#### V.1.6.5 Crête du batardeau aval

De la même façon que dans le batardeau amont on calcule la côte de crête aval. On opte pour la même hauteur de batardeau, avec  $C_0 = 1020 \text{ m NGA}$ , alors  $C_{cr\_2} = 1028.8 \text{ m NGA}$ .

La largeur en crête est 5 m, ce qui permettra la circulation des engins de terrassement.

#### V.1.6.6 Les talus du batardeau aval

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau D'après le **Tableau V.3** qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

On prend  $m_1 = m_2 = 2$

#### V.1.6.7 Protection des talus du batardeau aval

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels qui peuvent nuire à leurs stabilités, comme l'érosion hydrique provoquée par le ruissellement, l'action des vents, et même les effets chimiques des eaux salines ou alcalines.

- **Talus amont**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

- **Talus aval**

L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement amont. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

### V.1.6.8 Le drain du batardeau aval

De la même façon que dans le batardeau amont, on trouve :

Drain tapis :  $L_b = 95 \text{ m}$  ;  $L_d = 24 \text{ m}$

Prisme :  $h_p = 1.6 \text{ m}$  ;  $B_{dr} = 2.5 \text{ m}$  ;  $m_1 = m_2 = 2$

## V.2 La prise d'eau et la vidange de fond

La prise d'eau comme étant élément intégrant dans un aménagement occupe une place de grande importance, elle dépend de sa conception et d'exploitation.

La fonction principale de l'ouvrage de prise d'eau est de contrôler la sortie du volume d'eau stockée du réservoir au moment voulu, en plus, il servira pour la dérivation des eaux pendant la période de construction du barrage.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange doivent être capables de véhiculer toute sorte de débits à la demande des utilisateurs, dans cet ouvrage, on peut avoir les applications suivantes :

- Pendant les grandes crues l'ouvrage de prise d'eau et la vidange de fond travaille avec l'évacuateur pour augmenter la capacité d'évacuation ;
- Baisser le niveau du barrage sous le N.N.R (niveau normal de retenue) avant les premières crues ;
- Vider le barrage pour le contrôle et la maintenance, rendre des réparations possibles du barrage ou une autre structure inondée ;
- Assurer le débit écologique dans la rivière en aval du barrage.

### V.2.1 Etude de prise d'eau

L'ouvrage de prise d'eau qui capte l'eau sous charge doit être conçu de manière à éviter la perturbation dans la conduite d'amenée à l'aval d'où les exigences hydrauliques pour une telle prise :

- Ecoulement sans apparition de cavitation ;
- Pertes de charge minimales ;
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

#### V.2.1.1 Types et emplacements possibles

On distingue deux types principaux d'ouvrage de prises selon l'emplacement :

- Les prises situées au rives ;
- Les prises indépendantes (situées loin des rives).

L'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement ou horizontalement (ou légèrement incliné) par rapport au plan d'eau du barrage. La prise horizontale ou faiblement

incliné est la règle pour les applications dans le cadre des aménagements hydrauliques. En général, pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont équipées d'organes de fermeture. La position de la commande de ces vannes peut être souterraine ou à la surface.

- **Les prises situées au rives**

La solution avec un puit mouillé est uniquement choisie pour les prises d'eau à profondeur modéré. Pour des profondeurs supérieures, entre 30 et 50m, la construction d'une chambre de vannes est plus économique qu'un bâtiment de commande et un puit mouillé.

- **Les prises indépendantes**

Dans ce cas la prise est indépendante du corps du barrage, elle est en générale combinée avec une tour appelée tour de prise verticale ou inclinée. La commande pour les vannes se trouve au sommet de la tour. L'organe de service est souvent une vanne cylindrique. La vanne de service est cylindrique. En outre il y a une vanne de garde en forme de demi-sphère ce qui est une solution particulière et rare.

### V.2.1.2 Choix de type de prise

A un conseil technique intermédiaire, on a pris la décision que la tour de prise d'eau du barrage sera indépendante et verticale. La raison principale pour laquelle on a pris cette décision c'était le petit volume des travaux de construction et d'installation par rapport à celui de la tour de prise d'eau inclinée. Le volume plus notable des travaux de construction et d'installation, relatifs à la variante d'une tour de prise d'eau inclinée, est due à la faible pente du talus, ce qui résulte dans une longueur deux fois plus grande par rapport à celle de la tour verticale. De plus la variante de prise située sur la rive nécessite des travaux de terrassement dans la roche.

A ce conseil on a décidé de réaliser l'accès à la tour par une passerelle en béton armé. Et on réutilise le tunnel de dérivation provisoire pour la conduite

### V.2.1.3 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable de la région.

- **La distribution mensuelle de la demande**

Tableau V.4 Etat de la distribution mensuelle de la demande

	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Σ
<b>AEP</b>	0.930	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.930	0.930	0.930	0.930	0.930	0.930	9.260
<b>IRRIG</b>	0.513	0.159	0.226	0.302	0.257	0.277	0.334	0.8044	1.563	1.975	1.767	1.581	9.76
<b>totale</b>	1.443	0.709	0.776	0.852	0.807	0.827	1.264	1.734	2.494	2.905	2.697	2.512	19.02

On dimensionne la conduite de prise par le débit maximum demandé.

- **Calcul du débit maximum**

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{2.605 * 10^6}{31 * 12 * 3600} = 2.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend le temps de prise 12h/jour.

$$Q = \mu A \sqrt{2gH} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$Q$  : Débit demandé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$\mu$  : Coefficient de débit, on prend  $\mu = 0.3$

$A$  : Section transversale de la conduite ( $\text{m}^2$ ) ;

$H$  : Charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval (m).

On prévoit 2 prises, une à 6.2 m en dessous du NNR (1059.4 m NGA) et l'autre à 16.6 m (1049 m NGA). On trouve  $H = 32 \text{ m}$

On trouve  $A = 0.288 \text{ m}^2$

Sachant que  $A = \pi * \frac{D^2}{4}$ , on trouve  $D = 0.605 \text{ m}$ , on prend  $D = 600 \text{ mm}$ .

- **Correction du coefficient du débit**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_i}} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

$\sum \zeta_i$  : Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières. Tel que les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires. Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par :

$$\zeta_i = \frac{\lambda * L}{D} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charges linéaires :  $\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$  ;

$n$  : Coefficient de rugosité :  $n = 0.01$  ;

$D$  : Diamètre de la conduite (m) ;

$L$  : Longueur de la conduite (m), on a  $L = 3000 \text{ m}$  ;

On trouve  $\lambda = 0.0015$  et  $\zeta_i = 7.5 \text{ m}$  donc  $\sum \zeta_i = 8.625 \text{ m}$  et  $\mu = 0.322$

On recalcule le diamètre et on trouve :

$$A = 0.269 \text{ m}^2 \text{ et } D = 0.585 \text{ m}$$

On prend  $D = 600 \text{ mm}$

- **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

On a :  $V = \frac{Q}{A} = \frac{2.17}{0.283} = 7.67 \text{ m/s}$

## V.2.2 Disposition de l'ouvrage de vidange

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique. La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du réservoir ;
- Le contrôle du plan d'eau en cas d'évènements particuliers, comme par exemple une instabilité des rives ;
- Un abaissement du plan d'eau lors de dangers naturels ;
- L'évacuation de dépôts de sédiments ;

### V.2.2.1 Types d'ouvrages de vidange

On distingue trois types :

- **Conduite de vidange en charge**

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses ou entraîner la formation de renards. On adopte généralement une conduite en acier enrobe en béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai.

- **Conduite à écoulement libre**

Pour les ouvrages relativement importants, ou s'il y a risque de transports solides à travers la vidange, on adopte des conduites de vidange à écoulement libre. La conduite peut être alors soit :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement) ;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'écoulement dans la conduite doit être aéré en aval de la vanne amont par un reniflard, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

- **Ouvrages de vidanges à batardeau**

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

### V.2.2.2 Choix du type d'ouvrage vidange de fond

On retient la conduite en charge, car elle est la plus économique vu qu'on peut la raccorder directement à la galerie de dérivation.

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risque d'envasement.

**Tableau V.5** L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés

$H^2 * \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
$\leq 30$	PVC ou Acier	(160÷200) / 300 (acier)	Une vanne en aval
30÷100	Acier	300÷400	
100÷300	Acier ou béton en âme tôle	400÷600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300÷700		600÷800	
700÷1500		800÷1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

**Remarque :**

$H$  : Hauteur du barrage (m) ;

$V$  : Volume d'eau stockée (Mm<sup>3</sup>).

$H^2 * \sqrt{V} = 11157 > 1500$  , donc on opte pour une galerie en béton armé.

**V.2.2.3 Calcul hydraulique de la conduite de vidange**

- Débit de vidange de fond
- Calcul de la section de vidange de fond et son diamètre

On a l'équation (III.8) :

$$Q_{vf} = \mu * A * \sqrt{2g * H}$$

Et :

$$Q dt = -S(h) dh \quad (V.11)$$

**Remarque :**

- Le signe (-) indique une diminution.
- $S(h) = 1.142 - 0.4724 \cos(0.04126h) + 0.7533 \sin(0.04126h)$  ,  
 $S$  : Surface (km<sup>2</sup>) et  $h$  (m)  $\in [1040; 1070]$

De (V.8), (V.9) (V.10) et (V.11) on obtient :

$$\frac{1}{\sqrt{1 + 2 + \frac{0.021L}{D^{1.3}}}} * \frac{\pi D^2}{4} * \sqrt{2g} dt = -\frac{S(h)}{\sqrt{h}} dh$$

En intégrant les deux parties de  $t_0 = 0$  à  $t_1$  et de  $h_0 = 1065.6$  m à  $h_1 = 1045$  m, on obtient :

$$T = \frac{4}{\pi D^2 \sqrt{2g}} * \sqrt{1 + \zeta + \frac{0.021L}{D^{1.3}}} * \int_{1065.6}^{1045} -\frac{S(h)}{\sqrt{h}} dh$$

On fait varier le diamètre et on calcule le temps de vidange correspondant. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6** Temps de vidange pour différents diamètres

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Temps de vidange (h)</b>
100	11585.14
200	2892.8
300	1285.2
400	722.85
500	462.58
600	321.22
700	235.99
800	180.67
900	132.75

On opte pour un diamètre  $\varnothing 700$ , pour un temps de vidange de 236 h.

### **Conclusion**

A travers ce chapitre nous avons pu déterminer la dérivation provisoire de notre ouvrage, qui a été faite par le biais de deux galeries d'une section rectangulaire 6x7 m, munies de deux batardeaux amont et aval. Ainsi qu'une tour de prise intégrée dans le corps de la digue avec 3 prises d'eau d'un diamètre  $\varnothing 600$  et une vidange de fond d'un diamètre  $\varnothing 700$ .

## Chapitre VI

# ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION QUANTITATIVE ET FINANCIERE DU PROJET

### Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Afin d'atteindre ces objectifs, il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on 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 données préparatoire

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités ;
- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

### VI.2 Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux d'exécution du barrage, il est indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

#### a- Maître d'ouvrage

C'est une personne physique ou morale dont le rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

#### b- Maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des

travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c- **Entrepreneur**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

### **VI.3 Ordre d'exécution des travaux**

Les travaux de chantier sont exécutés dans l'ordre suivant :

- Prévention d'une route d'accès au chantier ;
- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages ;
- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond ;
- Construction du corps du barrage : la digue ;
- Construction d'évacuateur de crue ;
- Mise en eau.

### **VI.4 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise**

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

- **Installations destinées au personnel**  
Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.
- **Installations destinées au stockage des matériaux**
  - Magasin central : c'est un lieu de dépôt de petit matériel ;
  - Les matières consommables et les articles sensibles aux intempéries ;
  - Aire de stockage protégé ;
  - Aire de stockage non protégé ;
  - Pour les agrégats : destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations ;
  - Pour le ciment : Il est stocké soit dans des silos métalliques, soit dans des baraquements en bois ou en métal.

- **Installations destinées à la réparation des engins**  
En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.
- **Fabrication des granulats**  
Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

## VI.5 Travaux de réalisation

- **Implantation des ouvrages sur chantier**  
Ou appelé autrement le piquetage, on peut le considérer comme la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.  
Il y'a 2 types de piquetage :
  - Piquetage principal : concerne les axes de l'ouvrage ;
  - Piquetage secondaire (ou complémentaire) : concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).
- **Travaux de terrassements**  
Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.
- **Travaux d'excavations**  
Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- **Travaux secondaires**  
Ces travaux consistent à exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.
  - L'aménagement de la zone d'emprunt ;
  - Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau ;
  - Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

## VI.6 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer les personnes physiques responsables du chantier et ses intérimaires en précisant leurs titres, références et compétence.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes (notamment l'évacuateur de crue) nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver,

transporter, niveler et compacter les matériaux, ainsi des engins et matériels de bétonnage. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

- **Les moyens humains**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Le personnel nécessaire pour le projet est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers ;
- Contre maitre ;
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules ;
- Ouvriers ;
- Ferrailleurs ;
- Soudeurs ;
- Coffreurs ;
- Topographes ;
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil ...) ;
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude ;
- Cadres dirigeants en coter financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier ...

- **Les engins de terrassement**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai-enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès ;
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais ;
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction ;
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles ;
- Décapeuse ;
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale ;
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton, et pour l'arrosage des pistes pour diminuer la poussière ;
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue ;
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers ;
- Camion malaxeur : pour le transport de béton ;
- Groupes électrogènes.

- **Le matériel de bétonnage**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation...).

## VI.7 Planification

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

### VI.7.1 Etapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations : l'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet ;
- Décomposition du projet : le projet sera décomposé en tâches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin ;
- Attribution des durées de chaque opération :  
Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points : le nombre de ressources (moyens humains et matériels) et les dimensions du projet. On applique la formule suivante :

$$T = \frac{QN}{n}$$

Avec :

Q : Quantité de travail ;

N : Rendement ;

n : Nombre d'équipes.

- Relations entre les tâches : il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel ;
- Choix de la méthode de calcul : le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M. (*Critical Path Method*).

### VI.7.2 Plannings des travaux

Il existe trois types de plan de travail :

- 1- Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

## 2- Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

## 3- Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

### VI.7.3 Technique de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

On détaillera dans ce qui va suivre les méthodes basées sur le réseau :

#### VI.7.3.1 Méthodes basées sur le réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

##### 1- Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

##### 2- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

- **Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les trois opérations suivantes :

##### 1- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

2- Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas facile de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

3- Méthode de chemin critique (Critical Path Method) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

**VI.7.4 Méthode de calcul C.P.M**

- **Les paramètres de la méthodes C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont donnés à l'aide de la grille qui est constituée de 06 cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

et :  $DFP = DCP + TR$

$DFPP = DCP + TR$

- **Chemin Critique C.C**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle. Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = DTP \end{array} \right.$$

### VI.7.5 Symboles des différentes opérations

Tableau VI.1 Symboles des opérations

Phases de travaux	Symboles	Durée (mois)
Route d'accès à la tête aval du site	A	1
Base de production (installation de chantier)	B	6
Pré-batardeaux	C	2
Route d'accès à la crête du barrage	D	3
Galerie de dérivation provisoire	E	2
Piquetage	F	6
Batardeaux	G	3
Excavation de l'évacuateur de crues	H	3
Parafouille	I	10
Construction du déversoir	J	6
Construction de la digue	K	28
Construction de la tour de prise	L	15
Construction du coursier	M	7
Construction de la passerelle	N	4
Construction du bassin de dissipation	O	3
Travaux de finition	P	6

### VI.7.6 Détermination du chemin critique

D'après le calcul par la méthode des nœuds, le chemin critique est :

$$A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow E \rightarrow G \rightarrow I \rightarrow K \rightarrow N \rightarrow O \rightarrow P$$

Et le temps de réalisation total du barrage Rekhouché est de **61 mois**

## VI.8 Devis estimatif

Tableau VI.2 Devis estimatif des travaux

	N°	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Coût (DA)
Évacuateur de crue	1	Excavation terrain meuble	7900	m <sup>3</sup>	700.00 DZD	5 530 000.00 DZD
	2	Excavation terrain rocheux	24000	m <sup>3</sup>	1 800.00 DZD	43 200 000.00 DZD
	3	Béton pour le déversoir	1395	m <sup>3</sup>	35 000.00 DZD	48 825 000.00 DZD
	4	Béton pour le coursier	2700	m <sup>3</sup>	35 000.00 DZD	94 500 000.00 DZD
	5	Béton pour bassin de dissipation	720	m <sup>3</sup>	35 000.00 DZD	25 200 000.00 DZD
	6	Béton pour les murs	950	m <sup>3</sup>	35 000.00 DZD	33 250 000.00 DZD
Tour de prise	7	Excavation terrain meuble	3200	m <sup>3</sup>	700.00 DZD	2 240 000.00 DZD
	8	excavation terrain rocheux	6300	m <sup>3</sup>	1 800.00 DZD	11 340 000.00 DZD
	9	Traitement surface rocheuse	430	m <sup>2</sup>	1 200.00 DZD	516 000.00 DZD
	10	Béton pour la tour	1930	m <sup>3</sup>	35 000.00 DZD	67 550 000.00 DZD
	11	Équipement	-	-	-	86 000 000.00 DZD
Dériva	12	Remblai pour Batardeaux	41400	m <sup>3</sup>	900.00 DZD	37 260 000.00 DZD
	13	Béton pour galerie de dérivation	3800	m <sup>3</sup>	35 000.00 DZD	133 000 000.00 DZD
Digue	14	Excavation terrain meuble	26000		700.00 DZD	18 200 000.00 DZD
	15	Excavation terrain rocheux	37000		1 800.00 DZD	66 600 000.00 DZD
	16	Remblai pour la digue	890212	m <sup>3</sup>	900.00 DZD	801 190 800.00 DZD
					Total	<b>1 474 401 800.00 DZD</b>

### Conclusion

Dans l'organisation des travaux de chantier du barrage Rekhouché, Une importance a été donnée à l'organisation compatible de tous les travaux construction, afin de conserver le temps et la vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier, mais sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produit chimiques,...)...Etc.

La construction du barrage Rekhouché devrait durer environ 5 années, dont 19 mois sont consacrés pour la réalisation de l'évacuateur de crues et 15 mois pour la tour de prise et 7 mois pour la dérivation provisoire.

Le coût approximatif du barrage est de **1 474 401 800.00 DZD**

## CONCLUSION GENERALE

À l'aide de ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution des ouvrages annexes du barrage Rekhouché, située sur l'Oued portant le même nom dans la wilaya de Khenchela, destinée à l'irrigation de périmètre agricole ainsi que l'alimentation en eau potable des communes voisines permettant un développement socioéconomique de la région.

D'après les études géologiques et géotechniques du site, les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue en remblai à noyaux argileux (étude de faisabilité de la digue) de 54.5 m de haut correspondants à un volume du réservoir de l'ordre 12.3 Mm<sup>3</sup>.

Pour l'évacuateur de crues, deux variantes ont été étudiées. Les conditions topographiques et économiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal d'une largeur déversante égale à 30 m et une charge hydraulique de 3.55 m avec un coursier lisse de 150 mètre de longueur et un bassin de dissipation type III. D'un point de vue génie civil, le déversoir et le coursier sont assez stables

Dans le but de sécuriser notre ouvrage contre les crues durant la période de construction, une dérivation provisoire était projetée avec deux galeries en béton armé avec une section rectangulaire de 7x6 m chacune.

Le prélèvement d'eau se fait à travers une tour de prise ayant 3 prises de diamètre 600 mm au niveau 1060.9, 1055 et 1049 m.NGA. Quant à la vidange de fond, elle est intégrée avec la galerie de dérivation. C'est une conduite en béton armé avec un diamètre de 700 mm.

La durée totale de réalisation du projet est estimée à 61 mois (5ans), avec un devis estimatif de 1 474 401 800.00 DZD.

Finalement, nous pouvons conclure que la construction des différents ouvrages ne pose aucun problème technique particulier

## Bibliographie

- Balaz, M., Danacova, J. & Szolgay, J., 2010. *On The Use of the MUSKINGUM Method For The Simulation of Flood Wave Movements. SLOVAK Journal of Civil Engineering, Vol. XVIII, No. 3, 14-20, DOI: 10.2478/v10189-010-0012-6.*
- Biswas, S., Sudhakar, S. & Desai, V. R., 1999. *Prioritization of sub watersheds based on morphometric analysis of drainage basin. A remote sensing and GIS approach. Journal of Indian Society of remote sensing.*
- CETMEF, 2005. *Notice sur les deversoirs. p44 par Stéphane LADREYT, France.*
- CIGB, 1994. «*Les crues de projet des barrages: la méthode du Gradex*» *Bulletin du comité Français des grands barrages, n°02, nov. 1994, 18e congrès CIGB-ICOLD, 96p.*
- Durand, J.-M., Royet, P. & Mériaux, P., 1999. *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. s.l.:E.I.E.R.*
- FAO, 1996. *Crues et apports. Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche. Bulletin FAO d'irrigation et de drainage, 54, 244p. <http://www.fao.org/docrep/w2>.*
- GIANDOTTI, M., 1940. *Previsione empirica delle piene in base alle precipitazioni meteoriche, alle caratteristiche fisiche e morfologiche dei bacini; Applicazione del metodo ad alcuni bacini dell'Appennino Ligure. Memorie e Studi Idrografici, v.10, p. 5-13.*
- Guillot, P. & Duband, D., 1967. *La Méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies.*
- Gumbel, E., 1958. *Statistics of Extremes, Columbia University Press, New York..*
- Hay, N. & Taylor, G., 1970. *Performance and Design of Labyrinth weirs. s.l.:ASCE, Jnl. .*
- JENKINSON, A., 1955. *The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) of meteprological elements. s.l.: Quart. J. Roy. Meteor. Soc., 81, 158-171..*
- Khatsuria, R. M., 2004. *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators. New York: CRC Press.*
- Meddi, M. & Hallouz, F., 2010. *Etude des crues dans le bassin du Cheliff. Application de la méthode du Gradex.*
- Ministère de l'agricultur française, 1977. *Technique des Barrages en Aménagement Rural. Paris: Eyrolles.*
- Murphy, T. E., 1973. *Spillway Crest Design -Misc Paper No. H-73-5, U.S. Army Engineer Waterways. Experiment Station.*
- Poste, G. & Londe, P., 1953. *Les Barrages En Terre Compactée: Pratiques Américaines. Gauthier-Villars, Paris, 185p.*

- Stephens, M., 1986. *Tests based on EDF statistics*. D'Agostin, R.B. and Stephens, M.A éd. New York: Goodness-of-Fit Techniques.
- TEMEZ, J., 1978. *Calculo hidrometeorologico de caudales maximos em pequenas cuencas naturales*. Madrid: Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo (MOPU). Direccion General de Carreteras, n. 12,.
- Touaibia, B., 2004. *Manuel pratique d'hydrologie*. ENSH Blida.
- Veltri, M., Veltri, P. & Maiolo, M., 1996. *On the fractal dimension of natural channel network*. *Journal of Hydrology*, 187, 137-144.
- Viglione, A. et al., 2020. *nsRFA : Non-Supervised Regional Frequency Analysis*.

# Annexes

Annexe I.1 tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire des échantillons du sol des zones d'emprunt d'argile potentielles (Source A.N.B.T)

Puits	Profondeur m	Formation géologique	Symbole	Granulométrie et			Densité $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau W (%)	Limites d'Atterberg			Poids spécifique $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	Essai de Proctor		Analyse chimique du sol							Essai triaxial				Cisaillement direct				Essai oedométrique		Perméabilité k m/s																									
				Gravier	Sable	Limon & Argile			W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>		Y <sub>d,max</sub>	W <sub>opt</sub>	CaCO <sub>3</sub>	SO <sub>4</sub>	Anhydride Carbonique	Matières organiques	pH	Matières solubles	Cl	CU		CD		CU		CD		pc	C <sub>c</sub>		C <sub>s</sub>																								
				<5	5-0.08	0.08 >			(%)	(%)	(%)		(t/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	kN/m <sup>2</sup>	°	kN/m <sup>2</sup>	°	kN/m <sup>2</sup>	°	kN/m <sup>2</sup>	°	kN/m <sup>2</sup>		°	kN/m <sup>2</sup>	%	%																					
<b>Zone A5</b>				<b>Zone A5</b>																																																					
P-6	1.5-3.0	Milieu I	CH	0	31.74	68.26	-	-	75.11	33.65	41.46	-	1.51	16.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	23.5	2.46	28.95	0	4.06x10 <sup>-8</sup>																	
P-7	0.2-1.7	Milieu I	MH	0	24.26	75.74	-	-	80.66	37.87	42.79	2.27	1.32	19.22	-	0.014	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																		
	1.7-3.0	Milieu I	MH	0	9.06	90.94	1.37	26.3	80.91	39.48	41.43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																		
P-8	1.4-3.0	Milieu I	-	-	-	-	1.5	13.36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																		
P-9	2.4-3.0	Milieu I	CL	0	11.84	88.16	-	-	43.39	19.67	23.72	2.61	1.74	14.4	83.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29	19.3	10	17.3	1.3	16.85	0	-													
P-14	0.2-1.4	Milieu I	CL	0	29.4	70.6	-	-	47.74	26.71	21.03	-	1.73	15.73	20.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																
P-16	0.2-1.5	Milieu I	CL	0.66	12.14	87.2	1.59	11.84	45.95	22.1	23.85	2.56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-																
	1.5-3.0	Milieu I	CH	0	23.15	76.85	-	-	76.85	54.45	27.41	2.61	1.65	17.2	-	-	-	2.91	7.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.29	39.5	13.26	40.3	1.4	23.94	0	5.3x10 <sup>-8</sup>									
P-6	0.2-1.5	Milieu II	-	-	-	-	1.71	6.39	-	-	-	-	-	-	5.5	-	-	-	-	6.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-														
P-8	0.2-1.4	Milieu II	CL	0	37.79	62.21	-	-	44.92	23.58	21.43	-	1.73	15.52	-	-	-	10.41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.37	22.13	0	7.08x10 <sup>-10</sup>									
P-9	0.3-2.4	Milieu II	-	-	-	-	1.54	5.38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-													
P-12	0.2-1.2	Milieu II	CL	11.34	12.14	76.52	1.6	8.46	36.63	21.92	14.71	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-													
P-12	1.2-2.5	Milieu II	CL	0	9.26	90.74	-	-	35.62	21.09	14.53	2.72	1.72	16.58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-											
P-13	0.3-1.0	Milieu II	CL	0	43.48	56.52	-	-	36.62	22.34	14.28	2.57	1.68	16.51	-	0.002	-	3.31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-											
P-11	0.2-1.9	Milieu III	CL	0	63.87	36.13	-	-	-	-	-	2.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-												
P-15	0.1-0.5	Milieu III	CL	0	72.34	27.66	-	-	32.75	22.8	9.95	-	1.8	14.86	-	0.0024	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-											
<b>Zone A6</b>				<b>Zone A6</b>																																																					
P-16bis	0.2-2.0	Milieu I	CL	25.33	22.59	52.08	1.38	3.62	33.47	15.77	17.7	2.59	1.87	13.16	-	-	-	6.4	6.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	56	23.6	30	32.4	4.66	10.9	0	5.3x10 <sup>-10</sup>
P-21	0.2-1.0	Milieu I	CL	17.58	20.07	62.35	1.37	5.28	41.64	22.29	19.35	2.54	1.73	17.02	-	0.867	-	-	-	-	0.074	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
P-23	0.2-3.0	Milieu I	CL	23.15	26.14	50.71	1.3	3.32	29.35	11.78	17.75	2.59	1.92	13.08	21.3	0.33	-	-	-	-	0.018	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
P-24	0.2-2.2	Milieu I	CL	13.77	17.16	69.07	1.32	6.36	30.44	16.6	13.84	2.75	1.73	17.08	9	-	-	-	-	6.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
P-25	0.2-1.3	Milieu I	CL	8.3	24.72	66.98	1.39	2.91	27.49	16.5	10.99	-	1.78	14.54	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
P-17	0.3-1.7	Milieu II	CL	33.67	34.54	31.79	1.56	2.41	29.59	16.56	13.03	2.63	2.02	9.29	-	-	-	-	-	6.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
P-18	0.2-3.0	Milieu II	CL	43.38	33.89	22.73	1.65	4.33	32.36	14.3	18.06	2.7	2.16	8.24	-	0.123	-	2	-	-	0.031	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
P-19	0.2-3.0	Milieu II	CL	34.67	27.34	37.99	1.55	2.58	30.32	15.64	14.68	2.61	2.01	10.48	28.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
P-20	0.2-3.0	Milieu II	CL	45.06	17.89	37.05	1.44	2.42	34.42	20.11	14.31	-	2	10.32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-							
P-21	1.0-2.0	Milieu II	CL	53.72	26.53	19.75	-	-	35.41	22.22	13.19	-	2.16	7.74	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-							
P-22	0.2-2.1	Milieu II	CL	49.11	39.7	11.19	1.47	1.12	27.42	14.64	12.78	-	2.02	5.4	-	-	-	3.5	6.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-							

## Annexe II.1 Hydrogramme laminé b=60 m

<b>T</b>	<b>I</b>	<b>I1+I2</b>	<b>2S/T+O</b>	<b>(2S/T+O)-2O</b>	<b>O(m<sup>3</sup>/s)</b>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.59	5.59	5.59	4.80	0.40
1.00	22.37	27.97	32.77	28.07	2.35
1.50	50.34	72.71	100.79	85.95	7.42
2.00	89.49	139.83	225.78	190.97	17.41
2.50	139.83	229.33	420.30	351.07	34.62
3.00	201.36	341.19	692.26	568.57	61.84
3.50	274.07	475.43	1044.00	839.99	102.01
4.00	357.97	632.05	1472.04	1157.35	157.34
4.50	453.06	811.03	1968.38	1511.09	228.65
5.00	559.33	1012.39	2523.48	1893.73	314.87
5.50	676.79	1236.12	3129.86	2303.09	413.38
6.00	805.44	1482.23	3785.32	2744.44	520.44
6.50	945.27	1750.71	4495.15	3232.55	631.30
7.12	1134.20	2079.47	5312.02	3823.64	744.19
7.50	1074.74	2208.94	6032.58	4386.06	823.26
8.00	999.71	2074.45	6460.51	4744.08	858.22
8.50	928.27	1927.98	6672.06	4928.78	871.64
9.00	860.31	1788.57	6717.35	4969.03	874.16
9.50	795.75	1656.05	6625.08	4887.29	868.89
10.00	734.50	1530.25	6417.54	4707.21	855.16
10.50	676.48	1410.98	6118.19	4456.11	831.04
11.00	621.60	1298.08	5754.19	4163.28	795.46
11.50	569.77	1191.37	5354.65	3855.69	749.48
12.00	520.90	1090.67	4946.36	3554.01	696.18
12.50	474.92	995.82	4549.83	3270.94	639.44
13.00	431.72	906.63	4177.57	3012.09	582.74
13.50	391.22	822.94	3835.02	2778.14	528.44
14.00	353.34	744.56	3522.70	2567.13	477.78
14.50	317.99	671.32	3238.46	2376.04	431.21
15.00	285.07	603.06	2979.10	2201.74	388.68
15.50	254.51	539.59	2741.33	2041.44	349.94
16.00	226.22	480.73	2522.18	1892.85	314.66
16.50	200.10	426.32	2319.17	1754.13	282.52
17.00	176.08	376.18	2130.31	1623.88	253.22
17.50	154.06	330.14	1954.02	1501.03	226.49
18.00	133.96	288.02	1789.05	1384.79	202.13
18.50	115.69	249.64	1634.44	1274.59	179.93
19.00	99.15	214.84	1489.42	1169.98	159.72
19.50	84.28	183.43	1353.41	1070.67	141.37
20.00	70.97	155.25	1225.92	976.46	124.73
20.50	59.14	130.11	1106.57	887.21	109.68

## Annexe II.1 Suite

<b>T</b>	<b>I</b>	<b>I1+I2</b>	<b>2S/T+O</b>	<b>(2S/T+O)-2O</b>	<b>O(m<sup>3</sup>/s)</b>
21.00	48.71	107.85	995.06	802.84	96.11
21.50	39.58	88.28	891.13	723.31	83.91
22.00	31.67	71.25	794.56	648.60	72.98
22.50	24.89	56.56	705.15	578.71	63.22
23.00	19.15	44.04	622.75	513.65	54.55
23.50	14.37	33.53	547.17	453.42	46.88
24.00	10.46	24.84	478.26	398.02	40.12
24.50	7.34	17.80	415.83	347.43	34.20
25.00	4.90	12.24	359.67	301.59	29.04
25.50	3.08	7.98	309.58	260.42	24.58
26.00	1.78	4.86	265.28	223.80	20.74
26.50	0.90	2.68	226.48	191.55	17.46
27.00	0.38	1.28	192.83	163.45	14.69
27.50	0.11	0.49	163.93	139.22	12.36
28.00	0.01	0.12	139.34	118.53	10.41
28.48	0.00	0.01	118.54	100.98	8.78
29.00	0.00	0.00	100.98	86.11	7.43
29.50	0.00	0.00	86.11	73.51	6.30
30.00	0.00	0.00	73.51	62.81	5.35
30.50	0.00	0.00	62.81	53.70	4.55
31.00	0.00	0.00	53.70	45.94	3.88
31.50	0.00	0.00	45.94	39.32	3.31
32.00	0.00	0.00	39.32	33.67	2.82
32.50	0.00	0.00	33.67	28.84	2.41
33.00	0.00	0.00	28.84	24.72	2.06
33.50	0.00	0.00	24.72	21.19	1.77
34.00	0.00	0.00	21.19	18.17	1.51
34.50	0.00	0.00	18.17	15.58	1.29
35.00	0.00	0.00	15.58	13.36	1.11
35.50	0.00	0.00	13.36	11.46	0.95
36.00	0.00	0.00	11.46	9.83	0.81
36.50	0.00	0.00	9.83	8.44	0.70
37.00	0.00	0.00	8.44	7.24	0.60
37.50	0.00	0.00	7.24	6.21	0.51
38.00	0.00	0.00	6.21	5.33	0.44
38.50	0.00	0.00	5.33	4.58	0.38
39.00	0.00	0.00	4.58	3.93	0.32
39.50	0.00	0.00	3.93	3.37	0.28
40.00	0.00	0.00	3.37	2.89	0.24
40.50	0.00	0.00	2.89	2.48	0.20
41.00	0.00	0.00	2.48	2.13	0.18
41.50	0.00	0.00	2.13	1.83	0.15

## Annexe II.1 Suite et fin

<b>T</b>	<b>I</b>	<b>I1+I2</b>	<b>2S/T+O</b>	<b>(2S/T+O)-2O</b>	<b>O(m<sup>3</sup>/s)</b>
42.00	0.00	0.00	1.83	1.57	0.13
42.50	0.00	0.00	1.57	1.35	0.11
43.00	0.00	0.00	1.35	1.16	0.10
43.50	0.00	0.00	1.16	0.99	0.08
44.00	0.00	0.00	0.99	0.85	0.07
44.50	0.00	0.00	0.85	0.73	0.06
45.00	0.00	0.00	0.73	0.63	0.05
45.50	0.00	0.00	0.63	0.54	0.04
46.00	0.00	0.00	0.54	0.46	0.04
46.50	0.00	0.00	0.46	0.40	0.03
47.00	0.00	0.00	0.40	0.34	0.03
47.50	0.00	0.00	0.34	0.29	0.02
48.00	0.00	0.00	0.29	0.25	0.02
48.50	0.00	0.00	0.25	0.22	0.02
49.00	0.00	0.00	0.22	0.19	0.02
49.50	0.00	0.00	0.19	0.16	0.01
50.00	0.00	0.00	0.16	0.14	0.01

## Annexe II.2 Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b

<b>T</b>	<b>I</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>40</b>	<b>45</b>	<b>50</b>	<b>55</b>	<b>60</b>	<b>65</b>	<b>70</b>	<b>75</b>
0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.50	5.59	0.095	0.179	0.171	0.263	0.226	0.262	0.273	0.266	0.396	0.312	0.327	0.275
1.00	22.37	0.575	1.066	1.020	1.563	1.345	1.557	1.622	1.582	2.348	1.864	1.945	1.655
1.50	50.34	1.883	3.375	3.238	4.928	4.262	4.908	5.130	5.019	7.417	5.955	6.187	5.382
2.00	89.49	4.643	7.889	7.598	11.464	9.990	11.422	12.006	11.812	17.407	14.200	14.651	13.181
2.50	139.83	9.840	15.558	15.064	22.501	19.802	22.429	23.769	23.559	34.615	28.819	29.470	27.648
3.00	201.36	18.973	27.598	26.900	39.681	35.346	39.590	42.357	42.352	61.845	52.719	53.413	52.337
3.50	274.07	34.095	45.536	44.729	64.953	58.665	64.903	70.094	70.721	102.005	89.184	89.612	91.235
4.00	357.97	57.632	71.177	70.498	100.399	92.041	100.550	109.430	111.328	157.343	141.093	140.908	147.601
4.50	453.06	91.952	106.439	106.306	147.883	137.659	148.586	162.472	166.415	228.646	209.979	208.991	222.699
5.00	559.33	138.779	153.073	154.108	208.604	197.130	210.503	230.434	237.194	314.872	295.429	293.807	315.277
5.50	676.79	198.645	212.286	215.315	282.660	271.019	286.824	313.210	323.420	413.385	395.184	393.560	422.158
6.00	805.44	270.632	284.366	290.407	368.753	358.519	376.830	409.225	423.315	520.437	505.743	505.222	539.381
6.50	945.27	352.472	368.368	378.641	464.026	457.340	478.483	515.510	533.777	631.300	622.892	625.103	662.942
7.12	1134.20	443.377	464.569	480.808	567.096	567.163	592.216	631.849	654.979	744.193	746.908	754.686	794.967
7.50	1074.74	525.674	553.196	575.977	652.885	662.315	691.212	728.877	755.662	823.258	840.564	855.275	893.024
8.00	999.71	584.826	615.904	643.507	705.104	722.750	753.462	785.899	813.342	858.216	885.103	902.978	934.206
8.50	928.27	625.996	657.670	688.153	734.880	758.224	788.914	815.976	842.039	871.642	901.323	918.125	942.295
9.00	860.31	653.821	684.116	715.626	750.754	776.867	805.863	828.457	851.598	874.161	899.917	912.260	929.183
9.50	795.75	671.358	699.335	730.142	757.723	783.603	809.356	828.390	847.311	868.894	885.094	890.992	900.340
10.00	734.50	680.638	706.060	734.588	758.364	781.188	802.360	818.341	832.034	855.164	858.586	857.724	859.427
10.50	676.48	683.080	706.002	730.892	753.680	771.086	786.691	799.666	807.553	831.038	821.806	815.350	809.982
11.00	621.60	679.733	700.187	720.369	743.745	754.118	763.652	773.336	775.382	795.456	776.792	766.761	755.570
11.50	569.77	671.410	689.232	703.994	728.240	730.914	734.408	740.403	737.113	749.479	726.212	714.728	699.350
12.00	520.90	658.760	673.566	682.596	706.892	702.186	700.161	702.176	694.464	696.176	672.881	661.627	643.704
12.50	474.92	642.311	653.585	656.966	679.781	668.843	662.182	660.165	649.164	639.443	619.234	609.249	590.163

## Annexe II.2 Suite

<b>T</b>	<b>I</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>40</b>	<b>45</b>	<b>50</b>	<b>55</b>	<b>60</b>	<b>65</b>	<b>70</b>	<b>75</b>
13.00	431.72	622.512	629.750	627.910	647.468	631.970	621.751	615.930	602.787	582.744	567.042	558.787	539.548
13.50	391.22	599.766	602.621	596.247	610.959	592.743	580.065	570.903	556.632	528.441	517.397	510.932	492.194
14.00	353.34	574.466	572.853	562.786	571.535	552.309	538.169	526.275	511.680	477.784	470.850	466.011	448.150
14.50	317.99	547.018	541.159	528.295	530.550	511.692	496.911	482.940	468.603	431.209	427.586	424.120	407.315
15.00	285.07	517.862	508.261	493.464	489.250	471.732	456.931	441.515	427.813	388.679	387.579	385.216	369.526
15.50	254.51	487.467	474.842	458.887	448.660	433.069	418.680	402.376	389.529	349.941	350.691	349.187	334.600
16.00	226.22	456.324	441.510	425.048	409.544	396.151	382.446	365.716	353.828	314.664	316.737	315.886	302.356
16.50	200.10	424.924	408.777	392.325	372.415	361.264	348.391	331.600	320.695	282.522	285.524	285.161	272.625
17.00	176.08	393.734	377.049	360.996	337.578	328.564	316.580	300.005	290.059	253.218	256.861	256.855	245.250
17.50	154.06	363.176	346.633	331.253	305.174	298.110	287.014	270.854	261.817	226.494	230.572	230.822	220.086
18.00	133.96	333.608	317.742	303.213	275.232	269.893	259.646	244.040	235.845	202.127	206.494	206.922	197.000
18.50	115.69	305.318	290.511	276.937	247.704	243.857	234.398	219.439	212.018	179.926	184.478	185.024	175.866
19.00	99.15	278.518	265.014	252.440	222.494	219.919	211.177	196.921	190.205	159.723	164.387	165.003	156.568
19.50	84.28	253.354	241.272	229.704	199.480	197.977	189.879	176.355	170.280	141.369	146.091	146.743	138.993
20.00	70.97	229.905	219.270	208.685	178.527	177.919	170.394	157.614	152.121	124.729	129.472	130.131	123.034
20.50	59.14	208.202	198.967	189.321	159.497	159.631	152.613	140.573	135.610	109.680	114.416	115.062	108.588
21.00	48.71	188.233	180.299	171.540	142.253	142.998	136.427	125.116	120.634	96.109	100.817	101.433	95.555
21.50	39.58	169.955	163.194	155.261	126.661	127.907	121.729	111.129	107.087	83.909	88.573	89.145	83.838
22.00	31.67	153.300	147.567	140.399	112.594	114.250	108.419	98.507	94.865	72.978	77.585	78.105	73.345
22.50	24.89	138.187	133.333	126.868	99.935	101.921	96.396	87.147	83.872	63.222	67.761	68.223	63.985
23.00	19.15	124.523	120.402	114.581	88.569	90.820	85.567	76.953	74.014	54.551	59.011	59.410	55.670
23.50	14.37	112.212	108.685	103.451	78.390	80.852	75.841	67.834	65.203	46.876	51.249	51.584	48.315
24.00	10.46	101.152	98.094	93.394	69.301	71.925	67.134	59.703	57.354	40.118	44.394	44.663	41.840
24.50	7.34	91.245	88.545	84.330	61.208	63.954	59.363	52.479	50.388	34.198	38.367	38.573	36.166
25.00	4.90	82.394	79.955	76.179	54.023	56.856	52.450	46.084	44.228	29.041	33.094	33.238	31.218
25.50	3.08	74.504	72.245	68.866	47.666	50.555	46.322	40.444	38.802	24.577	28.504	28.590	26.927

## Annexe II.2 Suite

T	I	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
26.00	1.78	67.485	65.339	62.319	42.058	44.978	40.908	35.488	34.041	20.740	24.529	24.563	23.222
26.50	0.90	61.251	59.165	56.468	37.128	40.054	36.142	31.151	29.880	17.464	21.106	21.093	20.042
27.00	0.38	55.722	53.652	51.247	32.806	35.718	31.960	27.369	26.256	14.690	18.173	18.119	17.325
27.50	0.11	50.820	48.736	46.592	29.028	31.907	28.299	24.082	23.110	12.356	15.672	15.583	15.013
28.00	0.01	46.473	44.352	42.444	25.729	28.562	25.101	21.230	20.384	10.407	13.548	13.431	13.052
28.48	0.00	42.613	40.440	38.743	22.851	25.623	22.308	18.757	18.023	8.784	11.745	11.606	11.390
29.00	0.00	39.176	36.941	35.435	20.334	23.036	19.863	16.609	15.974	7.432	10.212	10.056	9.975
29.50	0.00	36.106	33.804	32.468	18.126	20.751	17.718	14.736	14.188	6.301	8.902	8.734	8.764
30.00	0.00	33.354	30.983	29.799	16.184	18.726	15.830	13.097	12.626	5.353	7.778	7.602	7.723
30.50	0.00	30.879	28.439	27.393	14.471	16.926	14.162	11.659	11.256	4.554	6.809	6.628	6.822
31.00	0.00	28.647	26.140	25.217	12.956	15.321	12.687	10.394	10.049	3.880	5.972	5.788	6.040
31.50	0.00	26.627	24.057	23.245	11.612	13.887	11.378	9.277	8.985	3.309	5.245	5.062	5.358
32.00	0.00	24.796	22.166	21.454	10.419	12.603	10.215	8.290	8.043	2.825	4.613	4.432	4.761
32.50	0.00	23.130	20.446	19.824	9.357	11.449	9.179	7.416	7.207	2.413	4.062	3.885	4.237
33.00	0.00	21.611	18.879	18.337	8.411	10.412	8.255	6.639	6.465	2.063	3.581	3.409	3.777
33.50	0.00	20.223	17.448	16.979	7.566	9.478	7.429	5.949	5.804	1.765	3.159	2.993	3.370
34.00	0.00	18.951	16.140	15.735	6.811	8.635	6.691	5.334	5.215	1.511	2.790	2.630	3.011
34.50	0.00	17.784	14.942	14.595	6.135	7.872	6.030	4.786	4.690	1.294	2.465	2.312	2.692
35.00	0.00	16.710	13.843	13.549	5.529	7.182	5.437	4.297	4.220	1.108	2.180	2.034	2.410
35.50	0.00	15.721	12.834	12.587	4.985	6.557	4.905	3.860	3.799	0.950	1.928	1.791	2.158
36.00	0.00	14.807	11.906	11.701	4.497	5.990	4.427	3.469	3.422	0.814	1.707	1.577	1.935
36.50	0.00	13.962	11.052	10.885	4.058	5.475	3.997	3.119	3.084	0.698	1.512	1.389	1.735
37.00	0.00	13.178	10.265	10.132	3.664	5.006	3.610	2.805	2.780	0.599	1.339	1.224	1.557
37.50	0.00	12.451	9.540	9.436	3.309	4.580	3.262	2.524	2.508	0.513	1.187	1.079	1.398
38.00	0.00	11.775	8.869	8.792	2.989	4.191	2.948	2.272	2.263	0.440	1.052	0.951	1.256
38.50	0.00	11.146	8.250	8.197	2.701	3.837	2.665	2.045	2.042	0.378	0.933	0.839	1.129

## Annexe II.2 Suite

T	I	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
39.00	0.00	10.560	7.677	7.645	2.441	3.514	2.410	1.842	1.843	0.324	0.827	0.740	1.015
39.50	0.000	10.012	7.147	7.134	2.207	3.220	2.180	1.659	1.665	0.278	0.734	0.653	0.912
40.00	0.000	9.500	6.656	6.659	1.996	2.951	1.972	1.494	1.504	0.239	0.651	0.576	0.821
40.50	0.000	9.021	6.201	6.218	1.805	2.705	1.784	1.347	1.358	0.205	0.578	0.508	0.739
41.00	0.000	8.573	5.778	5.809	1.633	2.480	1.615	1.214	1.227	0.176	0.513	0.449	0.665
41.50	0.000	8.151	5.386	5.428	1.477	2.274	1.461	1.094	1.109	0.151	0.455	0.396	0.598
42.00	0.000	7.756	5.023	5.074	1.336	2.086	1.323	0.986	1.003	0.130	0.404	0.350	0.539
42.50	0.000	7.384	4.685	4.744	1.209	1.914	1.198	0.889	0.906	0.111	0.359	0.309	0.485
43.00	0.000	7.034	4.370	4.437	1.095	1.756	1.084	0.802	0.819	0.095	0.319	0.272	0.437
43.50	0.000	6.705	4.078	4.150	0.991	1.612	0.982	0.723	0.741	0.082	0.283	0.241	0.394
44.00	0.000	6.394	3.806	3.883	0.897	1.479	0.889	0.652	0.670	0.070	0.251	0.212	0.355
44.50	0.000	6.101	3.553	3.634	0.812	1.358	0.805	0.588	0.606	0.060	0.223	0.188	0.320
45.00	0.000	5.824	3.317	3.402	0.735	1.247	0.729	0.530	0.548	0.052	0.198	0.166	0.288
45.50	0.000	5.562	3.098	3.185	0.665	1.145	0.661	0.478	0.496	0.045	0.176	0.146	0.260
46.00	0.000	5.315	2.893	2.983	0.603	1.051	0.599	0.432	0.448	0.038	0.156	0.129	0.234
46.50	0.000	5.080	2.703	2.794	0.546	0.966	0.542	0.389	0.406	0.033	0.139	0.114	0.211
47.00	0.000	4.858	2.525	2.617	0.494	0.887	0.491	0.351	0.367	0.028	0.123	0.101	0.190
47.50	0.000	4.647	2.360	2.452	0.447	0.815	0.445	0.317	0.332	0.024	0.110	0.089	0.171
48.00	0.000	4.447	2.205	2.298	0.405	0.748	0.403	0.286	0.300	0.021	0.097	0.079	0.154
48.50	0.000	4.258	2.061	2.153	0.367	0.688	0.365	0.258	0.272	0.018	0.087	0.069	0.139
49.00	0.000	4.078	1.926	2.018	0.332	0.632	0.331	0.233	0.246	0.015	0.077	0.061	0.126
49.50	0.000	3.906	1.801	1.892	0.301	0.580	0.300	0.210	0.223	0.013	0.068	0.054	0.113
50.00	0.000	3.743	1.684	1.773	0.273	0.533	0.272	0.190	0.201	0.011	0.061	0.048	0.102
50.50	0.000	3.588	1.574	1.663	0.247	0.490	0.246	0.171	0.182	0.010	0.054	0.042	0.092
51.00	0.000	3.441	1.472	1.559	0.224	0.450	0.223	0.154	0.165	0.008	0.048	0.037	0.083
51.50	0.000	3.300	1.376	1.462	0.203	0.414	0.202	0.139	0.149	0.007	0.043	0.033	0.075

## Annexe II.2 Suite et fin

T	I	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
52.00	0.000	3.166	1.287	1.371	0.184	0.380	0.183	0.126	0.135	0.006	0.038	0.029	0.068
52.50	0.000	3.038	1.204	1.286	0.166	0.350	0.166	0.113	0.122	0.005	0.034	0.026	0.061
53.00	0.000	2.917	1.126	1.206	0.151	0.321	0.151	0.102	0.111	0.005	0.030	0.023	0.055
53.50	0.000	2.800	1.053	1.131	0.136	0.295	0.136	0.092	0.100	0.004	0.027	0.020	0.050
54.00	0.000	2.689	0.985	1.061	0.124	0.271	0.124	0.083	0.091	0.003	0.024	0.018	0.045
54.50	0.000	2.583	0.922	0.996	0.112	0.249	0.112	0.075	0.082	0.003	0.021	0.016	0.040
55.00	0.000	2.482	0.862	0.934	0.101	0.229	0.102	0.068	0.074	0.002	0.019	0.014	0.036
55.50	0.000	2.385	0.807	0.876	0.092	0.211	0.092	0.061	0.067	0.002	0.017	0.012	0.033
56.00	0.000	2.292	0.755	0.822	0.083	0.194	0.083	0.055	0.061	0.002	0.015	0.011	0.030
56.50	0.000	2.203	0.706	0.772	0.075	0.178	0.076	0.050	0.055	0.002	0.013	0.010	0.027
57.00	0.000	2.118	0.661	0.724	0.068	0.164	0.069	0.045	0.050	0.001	0.012	0.008	0.024
57.50	0.000	2.037	0.618	0.679	0.062	0.150	0.062	0.041	0.045	0.001	0.010	0.007	0.022
58.00	0.000	1.959	0.579	0.638	0.056	0.138	0.056	0.037	0.041	0.001	0.009	0.007	0.020
58.50	0.000	1.885	0.541	0.598	0.051	0.127	0.051	0.033	0.037	0.001	0.008	0.006	0.018
59.00	0.000	1.814	0.507	0.562	0.046	0.117	0.046	0.030	0.033	0.001	0.007	0.005	0.016
59.50	0.000	1.745	0.474	0.527	0.042	0.107	0.042	0.027	0.030	0.001	0.006	0.005	0.014
60.00	0.000	1.680	0.444	0.495	0.038	0.099	0.038	0.024	0.027	0.001	0.006	0.004	0.013
60.50	0.000	1.617	0.415	0.464	0.034	0.091	0.034	0.022	0.025	0.000	0.005	0.004	0.012
61.00	0.000	1.556	0.389	0.436	0.031	0.083	0.031	0.020	0.022	0.000	0.005	0.003	0.011
61.50	0.000	1.498	0.364	0.409	0.028	0.077	0.028	0.018	0.020	0.000	0.004	0.003	0.009
62.00	0.000	1.443	0.341	0.384	0.025	0.071	0.026	0.016	0.018	0.000	0.004	0.002	0.009
62.50	0.000	1.389	0.319	0.360	0.023	0.065	0.023	0.015	0.017	0.000	0.003	0.002	0.008
63.00	0.000	1.338	0.298	0.338	0.021	0.060	0.021	0.013	0.015	0.000	0.003	0.002	0.007
63.50	0.000	1.289	0.279	0.318	0.019	0.055	0.019	0.012	0.014	0.000	0.002	0.002	0.006
64.00	0.000	1.242	0.261	0.298	0.017	0.050	0.017	0.011	0.012	0.000	0.002	0.001	0.006

## Annexe III.1 Les vitesses d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre $d_{50}$ (mm)	$V_{adm}$ (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P)>5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roche sédimentaire, conglomérales, marnes		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grés calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grés dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites		21.0	25.0			