



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE**

**THEME :**

ÉTUDE ET CONCEPTION DE BARRAGE BENI SLIMANE  
(W. MEDEA)

**Présenté par:**

**AZI KHAWLA**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	M.A. A	Membre
BOUZIANE Mamar	M.A.A	Membre
BENSALAH Mohamed Draïdi	M.C.B	Promoteur

# REMERCIEMENT



Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers DIEU, qui a éclairé mon chemin et m'a donné le courage nécessaire pour mener à bien mes études.

Mes remerciements les plus sincères vont à **ma mère** et à **mon père**, dont le soutien indéfectible a été ma source d'inspiration tout au long de ce parcours académique.

Un grand merci à mon promoteur, **Monsieur BENSALAH Mohamed Draid**, dont les conseils judicieux m'ont guidé avec efficacité pour la réalisation de ce travail.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers **les enseignants de l'ENSH** pour leur contribution précieuse à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements s'étendent à **mes sœurs** Hanane, Dalila, Afaf, Maroua ainsi qu'à tous **mes amis**, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

À celui qui n'a jamais hésité un instant à rester à mes côtés, me soutenir, m'aider et m'encourager, je suis profondément reconnaissant(e).

Ma gratitude va également aux **membres du jury** pour avoir honoré ma soutenance et pour l'effort consacré à l'évaluation de ce travail. Votre contribution a été inestimable.

Merci à tous ceux qui ont joué un rôle dans cette aventure académique, contribuant ainsi à son succès.  
Cordialement,

**[KHAWLA]**

# DÉDICACE



Je dédie humblement ce modeste travail en signe profond de respect et de reconnaissance :

**À mes très chers parents**, piliers de ma vie, sans lesquels ce travail n'aurait jamais vu le jour. Leur amour et leur soutien indéfectibles ont été la source de ma détermination.

**À mon promoteur**, dont les conseils avisés et la disponibilité inébranlable ont été des pierres angulaires essentielles à l'achèvement de ce travail. Sans lui, cette réalisation n'aurait pas été possible.

**À ma mère**, être cher et source d'un amour sincère qui m'a accompagné tout au long de ce parcours.

**À mon père**, de qui je tiens ma fierté et ma persévérance, les valeurs qui ont guidé mes pas.

**À mes sœurs**, Hanane, Dalila, Afaf, Maroua.

**À mes cousines**, Kenza, Sarah, et Amina.

**À tous mes amis**, en particulier Yousra, Chourouk, Kholoud, Habiba, Nouara, Karima, Amina, Assala, Khawla, Ikram, Nour-El-Houda, Dunia, Aziza, Ghania, Younes, Mokhtar, Said, Ali, Mohamed, et Abdelhak.

**À tous mes collègues** de L'ENSH, qui ont partagé avec moi les moments d'apprentissage et de croissance au sein de cette institution. Leurs échanges et leur collaboration ont enrichi mon expérience académique de manière significative.

**À ma collègue Fadila**, que Dieu ait son âme, en souvenir de son impact indélébile et de sa contribution inestimable. Son absence laisse un vide que le temps ne peut combler, mais sa mémoire continue de vivre dans nos cœurs.

Que cette dédicace témoigne de ma profonde gratitude envers ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Avec respect,

**[KHAWLA]**

## ملخص

منذ عام 2010 والفلاحين في معاناة مع السقي في دائرة بني سليمان التي تقع غرب جنوب ولاية المدية مما جعلنا نفكر في انشاء سد لتلبية حاجيات الفلاحين تفاديا للخسائر في مجال الفلاحة ، فبعد تحليل النتائج المتحصل عليها من طرف الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات توصلنا الى ان مياه واد المالح تشكل حوضا مناسباً لبناء سد ترابي وهو ما اثبتته الدراسات الجيولوجية ، والهيدروجيولوجية والجيوتقنية. وعلى هذا الاساس تم انجاز هذه المذكرة حيث ، قمنا باختيار الاقتراح الملائم وتصميم الحاجز المائي بعناية، مع التأكد من صلابته. وفيما يتعلق بالتنفيذ، قمنا بشرح مفصل يشمل جميع مراحل الانجاز

**الكلمات المفتاحية:** السد، السقي، مجال الفلاحة، واد ، حوض

## Résumé

Depuis 2010, les agricultures souffrent d'arrosage dans la ville Béni Slimane, situé l'Ouest du sud de la wilaya de Médéa. Ce qui nous a fait penser à établir un barrage pour répondre aux besoins des agriculteurs afin d'éviter des pertes dans le domaine de l'agriculture.

Après l'analyse des résultats obtenus par l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT), nous avons conclu que les eaux de l'oued EL-Malleh, constituent un bassin propice à la construction d'un barrage en terre, ce qui a été prouvé par des analyses géologique, hydrogéologique et géotechnique. C'est sur cette base qu'a été réalisé ce mémoire où nous avons soigneusement choisi la proposition appropriée, élaboré la conception du barrage en veillant à sa solidité. En ce qui concerne la mise en œuvre, nous avons fourni une explication détaillée couvrant toutes les étapes de la réalisation.

**Mots clés :** Barrage, Oued, Agriculture, Bassin.

## Abstract

Since 2010, farmers have been facing irrigation problems in the town of Beni Slimane, located in the southwest of Medea. This makes it necessary to think of establishing a dam in order to meet the needs of farmers to avoid losses in agriculture. After analyzing the results obtained by the National Dams and Transfers Agency (ANBT), it was concluded that the waters of the EL-Malleh wadi flow, constitute a basin suitable for the construction of an earthen dam, which has been proven by geological, hydrogeological and geotechnical analyzes. This thesis is built upon a careful selection of the appropriate proposal and the meticulous design of the dam, ensuring its strength. Regarding the implementation, a detailed explanation has been provided, covering every step of the construction process.

**Key Word:** Dams, water, wadi flow , basin, Farmers

# Table des matières

## Chapitre I : Etude topographique

<b>Introduction</b> .....	1
I.1 Prospection et choix du site d'un barrage .....	1
I.2 Situation géométrique.....	1
I.3 Caractérisation topographique du site du barrage.....	2
I.4 Caractéristique morphologique de la zone d'étude.....	3
<b>Conclusion</b> .....	4

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

<b>Introduction</b> .....	5
II.1 Géologie régionale.....	7
II.2 Hydrogéologie sommaire de la région.....	9
II.3 Analyse lithologique de l'emprise et de la cuvette .....	9
II.4 Hydrogéologie de la zone d'emprise .....	10
II.5 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes .....	10
II.6 Stabilité des versants de la cuvette.....	11
II.7 Matériaux de construction de la retenue collinaire .....	11
II.8 Géotechnique .....	11
II.8.1 Prospection géotechnique du terrain .....	12
II.8.2 Prospection géotechnique de laboratoire.....	12
II.8.2.1 Nombre des essais.....	12
II.8.2.2 Mode opératoire des essais.....	13
II.8.3 Résultats géotechnique de terrain au laboratoire et leur interprétation .....	13
II.8.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue.....	13
II.8.3.2 Matériaux de construction de la digue .....	14
II.8.3.3 Matériaux pour filtres, transition et drains .....	15
<b>Conclusion</b> .....	16

## Chapitre III : Etude hydrologique

<b>Introduction</b> .....	18
III.1 Le bassin versant .....	18
III.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant.....	18

III.2	Les altitudes caractéristiques .....	23
III.3	Caractéristiques hydrographiques du bassin.....	27
III.3.1	Réseau hydrographique .....	27
III.3.2	Densité de drainage .....	27
III.3.3	Coefficient de torrencialité .....	28
III.3.4	Temps de concentration .....	28
III.3.5	Vitesse moyenne de ruissellement .....	29
III.4	Caractéristique climatologique.....	30
III.4.1	La Température .....	30
III.4.2	L'humidité relative.....	31
III.4.3	Les vents.....	32
III.4.4	L'évaporation.....	33
III.4.5	L'Ensoleillement.....	34
III.4.6	Pluviométrie.....	35
III.4.7	Ajustement des pluies maximales journalières.....	36
III.4.7.1	Ajustement par la loi de GUMBEL .....	36
III.4.7.2	L'ajustement par la loi de Galton (log normal).....	38
III.4.7.3	Comparaison entre les lois d'ajustement .....	40
III.4.8	Pluies des courtes durées .....	40
III.5	Etudes des apports liquides.....	42
III.5.1	Apports moyens interannuels .....	42
III.5.2	Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	43
III.5.3	Caractéristiques de l'écoulement .....	45
III.5.4	Les apports fréquentiels .....	46
III.5.5	Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% .....	47
III.6	Les apports solides .....	47
III.6.1	Le transport solide .....	47
III.6.2	Débit solide .....	48
III.6.3	Calcul du volume mort.....	48
III.7	Etude de la régularisation de la retenue .....	48
III.7.1	Courbes « Hauteurs-Capacité-Surface.....	48
III.7.2	Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	50
III.7.3	Répartition mensuelle des besoins en eau .....	50
III.7.4	Calcul du volume utile .....	51
III.7.5	Régularisation interannuelle.....	52
III.8	Etude des crues .....	54
III.8.1	Formule empirique .....	55

III.8.2	Hydrogrammes de crue .....	56
III.9	Estimation de la crue de projet .....	59
III.10	Laminage de crue.....	61
III.10.1	La méthode de STEP by STEP.....	62
III.10.1.1	Données de base.....	62
III.11	Etude d'optimisation.....	64
III.11.1	La revanche .....	64
III.11.2	Calcul de la hauteur de barrage .....	65
III.11.3	La largeur en crête .....	66
III.11.4	Calcul du coût approximatif de la digue.....	66
III.12	Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crue .....	67
III.12.1	Le Coût du déversoir .....	67
III.12.2	Coût du coursier .....	68
III.12.3	Coût totale du barrage .....	69
<b>Conclusion</b>	.....	<b>70</b>

## **Chapitre IV : Etude des variantes de la digue**

<b>Introduction</b>	.....	<b>71</b>
IV.1	Le choix du site du barrage.....	71
IV.2	Choix du type de barrage .....	71
IV.3	Les variantes à choisir .....	72
IV.3.1	Sections types du barrage des variantes proposées .....	72
IV.4	Définition de profil général du barrage.....	74
IV.4.1	Hauteur de la retenue.....	74
IV.5	Digue en terre homogène .....	75
IV.5.1	Pentes des talus .....	75
IV.5.2	Protection des talus .....	75
IV.5.3	Calcul des drains .....	78
IV.5.3.1	Le drain du tapis.....	78
IV.5.3.2	Dimensionnement du drain vertical .....	82
IV.6	Digue zonée à noyau d'argile .....	82
IV.6.3	Noyau .....	83
IV.6.4	La clé d'étanchéité.....	86
IV.6.5	Calcul du drain tapis.....	86
IV.7	Digue en enrochement à masque en béton.....	86

IV.7.2	Epaisseur du masque en béton .....	86
IV.8	Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes .....	86
IV.8.2.	Digue en terre zoné .....	89
IV.8.3	Digue en enrochement a masque en béton .....	89
<b>Conclusion</b>	.....	<b>90</b>

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

<b>Introduction</b>	.....	<b>91</b>
V.1	Protection des talus.....	91
V.1.1	Dimensionnement des filtres et drains .....	91
V.1.1.1	Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges .....	92
V.1.2	Dispositif d'étanchéité .....	94
V.1.2.1	Le noyau .....	94
V.1.2.2	Clé d'étanchéité .....	94
V.1.3	Bermes .....	94
V.1.4	Etude des infiltrations .....	94
V.1.4.1	Objectif de calcul d'infiltration .....	95
V.1.4.2	La ligne de saturation .....	95
V.1.5	Débit d'infiltration à travers le corps du barrage .....	97
<b>Conclusion</b>	.....	<b>98</b>

## **Chapitre VI : Etude de la stabilité de la digue**

<b>Introduction</b>	.....	<b>99</b>
VI.1	Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage).....	99
VI.1.1	Le glissement des talus.....	100
VI.2	Ordre de calcul (Méthode des tranches) .....	100
VI.2.1	Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	102
VI.2.2	Classement des forces .....	104
VI.2.2.1	Les forces stabilisatrices.....	104
VI.2.2.2	Les forces déstabilisatrices (motrices).....	104
VI.3	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	105
<b>Conclusion</b>	.....	<b>111</b>

## **Chapitre VII : Les ouvrages annexes**

<b>Introduction</b>	.....	<b>112</b>
---------------------	-------	------------



VII.1	Généralités.....	112
VII.2	Choix du type de l'évacuateur de crues.....	113
VII.3	Evacuateur latéral à entonnement latéral.....	115
VII.3.1	Dimensionnement et calcul hydraulique.....	115
VII.3.1.1	Canal d'amenée .....	115
VII.3.1.2	Calcul de déversoir .....	116
VII.3.1.3	Coursier .....	121
VII.3.1.4	Calcul la ligne d'eau dans le coursier .....	123
VII.3.1.5	Détermination de la hauteur des murs bajoyers.....	125
VII.3.1.6	Dissipateur d'énergie .....	127
VII.4	Ouvrage de vidange et de prise d'eau.....	129
VII.4.1	La vidange de fond.....	130
VII.4.1.1	Calcul hydraulique.....	130
VII.4.2	Dimensionnement de la prise d'eau .....	132
VII.4.2.1	Canal d'amenée (amont).....	133
VII.4.2.2	Puisard d'entrée .....	133
VII.4.2.3	Conduite de vidange de fond .....	133
VII.4.2.4	Chambre de vannes .....	134
VII.4.2.5	Canal de fuite de la vidange de fond.....	134
	<b>Conclusion.....</b>	<b>135</b>

## **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

	<b>Introduction .....</b>	<b>136</b>
VIII.1	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	136
VIII.1.1	Le maître de l'ouvrage.....	136
VIII.1.2	Le maître d'œuvre .....	136
VIII.1.3	L'entrepreneur .....	137
VIII.2	Installation du chantier .....	137
VIII.2.1	Installations destinées au personnel.....	137
VIII.2.2	Installations destinées au stockage des matériaux .....	137
VIII.2.3	Installations destinées à la réparation des engins.....	137
VIII.2.4	Installations pour la préfabrication .....	137
VIII.3	Ordre d'exécution des travaux .....	137
VIII.3.1	Terrassement au niveau des installations de chantier.....	137
VIII.3.2	Dérivation provisoire.....	139
VIII.3.3	Percement de la galerie de dérivation .....	141

VIII.3.4	Exécution des fouilles à ciel ouvert .....	141
VIII.3.5	Exécution de la digue .....	142
VIII.4	Planification.....	146
VIII.4.1	Définition.....	146
VIII.4.2	Techniques de la planification .....	146
VIII.4.3	Les étapes de la planification.....	147
VIII.4.4	Détermination du chemin critique :(voir annexe N° 03).....	150
VIII.5	Le coût du barrage .....	150
VIII.5.1	Le coût des travaux de construction du barrage.....	150
VIII.5.2	Le coût des études .....	152
VIII.5.3	Les coûts induits par la création du barrage.....	152
<b>Conclusion</b>	.....	<b>152</b>

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

<b>Introduction</b>	.....	<b>152</b>
IX.1	Secteurs et opérations à haut risque.....	152
IX.2	Causes des accidents de travail.....	152
IX.3	Niveaux d'intervention .....	153
IX.4	Responsabilités.....	153
IX.5	Conditions dangereuses dans le chantier .....	153
IX.6	Actions dangereuses .....	154
IX.7	Méthodes et moyens de prévention .....	154
<b>Conclusion</b>	.....	<b>154</b>
Conclusion générale	.....	155
Références bibliographique	.....	156
Annexe	.....	157

# Listes de figures

## Chapitre I : Etude topographique

Figure I. 1 : Carte de la localisation de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa .....	2
Figure I. 2 : Topographie des bassins versants de Beni Slimane .....	4

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II. 1 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003).....	6
Figure II. 2 : Sismicité et encadrement sismotectonique du barrage de Beni Slimane. (ANBT) .....	6

## Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III. 1 : Courbe hypsométrique du bassin versant .....	21
Figure III. 2 : Le réseau hydrographique du bassin versant .....	22
Figure III. 3 : Répartition des températures moyennes interannuelles .....	31
Figure III. 4 : Variation de l'humidité relative mensuelle .....	32
Figure III. 5 : Variation mensuelle de la vitesse des vents .....	33
Figure III. 6 : Variation mensuelle de l'évaporation .....	34
Figure III. 7 : Variation de l'insolation .....	35
Figure III. 8 : Ajustement à la loi Gumbel .....	37
Figure III. 9 : Ajustement à la loi Log Normale.....	39
Figure III. 10 : Comparaison entre la loi de GUMBEL et la loi de Galton .....	40
Figure III. 11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	44
Figure III. 12 : courbe capacité hauteur .....	50
Figure III. 13 : hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour .....	58
Figure III. 14 : Courbe des débits déversant .....	64
Figure III. 15 : Courbe d'optimisation .....	69

## Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Figure IV. 1 : Coupe type d'un barrage en terre homogène .....	73
Figure IV. 2 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque .....	73
Figure IV. 3 : Coupe transversal d'une digue zonée .....	74

## Chapitre V : Etude de la variante retenue

Figure V. 1 : Trace la ligne de saturation.....	97
---	----

## Chapitre VI : Etude de la stabilité de la digue

Figure VI. 1 : Schémas de stabilité de la digue cas de Fonctionnement normale .....	106
Figure VI. 2 : Schémas de stabilité de la digue cas de Fonctionnement normale (Talus amont R=109,05m et Talus Aval R=113,35).....	106
Figure VI. 3 : Schémas de stabilité de la digue cas de Fonctionnement normale .....	107
Figure VI. 4 : Schémas de stabilité de la digue cas de Vidange rapide (Talus amont R=106,05m) .....	107

Figure VI. 5 : Schémas de stabilité de la digue cas de Vidange rapide (Talus amont R=109,05m). ..	108
Figure VI. 6 : Schémas de stabilité de la digue cas de Vidange rapide(Talus amont R=134,72m)	108
Figure VI. 7 : Schémas de stabilité de la digue cas de fin de construction (Talus Aval R=121,53m).	109
Figure VI. 8 : Schémas de stabilité de la digue cas de fin de construction (Talus Aval R=113,35m).	109
Figure VI. 9 : Schémas de stabilité de la digue cas de fin de construction (Talus Aval R=139,04m).	110

## **Chapitre VII : Les ouvrages annexes**

Figure VII. 1 : Définition du système des coordonnées.....	117
Figure VII. 2 : Détail du quadrant amont .....	117
Figure VII. 3 : Représentation des tranchées.....	118
Figure VII. 4 :Calcul la ligne d'eau .....	125
Figure VII. 5 : Bassin de dissipation type I .....	128
Figure VII. 6 : Les caractéristiques du bassin de dissipation type I .....	129

# Listes des tableaux

## Chapitre I : Etude topographique

Tableau I. 1 : Situation géométrique de la retenue .....	1
Tableau I. 2 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.....	3

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II. 1 : Coefficients d'accélération .....	6
---	---

## Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	21
Tableau III. 3 : Classification des reliefs selon l'ORSTROM.....	24
Tableau III. 4 : Détermination de la pente Roche $I_p$ .....	25
Tableau III. 5 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	26
Tableau III. 6 : Evaluation de la pente Moyenne .....	27
Tableau III. 7 : Le temps de concentration .....	29
Tableau III. 8 : Les résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin versant .....	30
Tableau III. 9 : Les températures moyennes interannuelles à la station de Beni Slimane (1989 – 2019) .....	31
Tableau III. 10 : L'humidité moyenne mensuelle (1989-2019) .....	32
Tableau III. 11 : Moyennes mensuelles de la force des vents (m/s) (1989-2019).....	32
Tableau III. 12 : Différentes valeurs de l'évaporation moyennes (1989-2019).....	33
Tableau III. 13 : différentes valeurs de l'insolation (1989-2019) .....	34
Tableau III. 14 : Station pluviométrique de la zone d'étude .....	35
Tableau III. 15 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon.....	36
Tableau III. 16 : résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL(1989-2019).....	37
Tableau III. 17 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon .....	38
Tableau III. 18 : Ajustement à la loi de Galton (1989-2019) .....	39
Tableau III. 19: Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	41
Tableau III. 20 : Apports moyens interannuels .....	43
Tableau III. 21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen (1989 -2019).....	44
Tableau III. 22 : Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement.....	46
Tableau III. 23 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	47
Tableau III. 24 : Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue .....	49
Tableau III. 25 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel .....	50
Tableau III. 26: Répartition mensuelle de la consommation.....	51
Tableau III. 27: détermination de volume utile de la retenue.....	51
Tableau III. 28: calcul la période d'étiage .....	53
Tableau III. 29 : les valeurs de coefficient de corrélation .....	53
Tableau III. 30: Récapitulatif des résultats de calcul .....	54
Tableau III. 31: Débits maximum par la méthode de MAILLET-GAUTHIER .....	55
Tableau III. 32: Débits maximum par la méthode de POSSENTI .....	56
Tableau III. 33: Le debit de crue.....	56
Tableau III. 34 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ . .....	57
Tableau III. 35: débits fréquentiels pour construction de l'hydrogramme de crue, (monté) .....	58
Tableau III. 36: débits fréquentiels pour construction de l'hydrogramme de crue, (décrue).....	58
Tableau III. 37 : Catégories des dommages résultant des crues.....	60

Tableau III. 38: Crues de projet recommandées .....	61
Tableau III. 39 : les différents débits laminés et le volume stocké.pour B=30m .....	63
Tableau III. 40: Volume et débit déversant .....	63
Tableau III. 41 : Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues .....	65
Tableau III. 42 : Résultat de calcul de la hauteur de la retenue .....	66
Tableau III. 43: Résultat de calcul de la largeur en crête.....	66
Tableau III. 44 : Le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir .....	67
Tableau III. 45 : Résultats de calcul de cout du déversoir pour différentes largeur déversantes.....	68
Tableau III. 46 : Résultats de calcul de cout de coursier .....	69
Tableau III. 47: Le coût de total du barrage.....	69
Tableau III. 48 : Les caractéristiques de barrage .....	70

### **Chapitre IV : Etude des variantes de la digue**

Tableau IV. 1 : valeurs indicatives des fruits de talus.....	75
Tableau IV. 2 : Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues .....	76
Tableau IV. 3 : Valeurs de "C" en fonction du poids spécifique .....	76
Tableau IV. 4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	77
Tableau IV. 5 : Classe de barrage en terre en fonction de type de fondation (Tchougaev 1975) .....	84
Tableau IV. 6: Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.....	84
Tableau IV. 7 : Caractéristiques du noyau.....	86
Tableau IV. 8 : Volume des charges pour la variante digue en terre homogène .....	87
Tableau IV. 9 : Volume des charges pour la variante digue en terre .....	88
Tableau IV. 10 : Volume des charges pour la variante digue en terre zoné.....	89
Tableau IV. 11: Cout de différentes variantes de la digue.....	90

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

Tableau V. 1 : Caractéristiques du Rip-Rap .....	91
Tableau V. 2 : Valeurs de D5, D17, n0 et n.....	93
Tableau V. 3 : Caractéristiques du noyau .....	94
Tableau V. 4 : Les coordonnées de la parabole de KOZENY .....	96

### **Chapitre VI : Etude de la stabilité de la digue**

Tableau VI. 1 : Coefficient de stabilité admissible des talus .....	100
Tableau VI. 2: valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus.....	101
Tableau VI. 3 : Caractéristique géotechnique.....	102
Tableau VI. 4 : différents coefficients de sécurité .....	110

### **Chapitre VII : Les ouvrages annexes**

Tableau VII. 1: Calcul de l'auge de réception .....	116
Tableau VII. 2 : Résultats de calcul pour la ligne d'eau et la cote du fond du canal .....	119
Tableau VII. 3 : Résultats de calcul pour la ligne d'eau et la cote du fond du canal .....	119
Tableau VII. 4 : Coupe longitudinale du déversoir.....	120
Tableau VII. 5 : Les résultats des calculs .....	124
Tableau VII. 6 : Hauteur des murs bajoyers .....	125
Tableau VII. 7 : Vérification le phénomène d'aération dans le coursier.....	127

## **Listes des planches**

Planche 01 : Plan d'aménagement

Planche 02 : Coupe géologique et profil en long

Planche 03 : Plan à travers des variantes

Planche 04 : schéma de calcul de stabilité de la digue

**Introduction**

**générale**



## Introduction générale

À travers toutes les civilisations de l'histoire humaine l'eau a été d'une importance capitale que ce soit dans les domaines de la construction, le développement ou de la vie quotidienne. L'homme a toujours recherché des méthodes intelligentes et bénéfiques pour exploiter les ressources sans causer de dommages à l'équilibre écologique.

De nos jours, l'humanité attache une importance croissante à cette ressource, comme en témoignent les projets de grande envergure et les investissements considérables dans la recherche scientifique et la mise en œuvre de ces projets. Cette préoccupation est largement motivée par la croissance exponentielle de la population mondiale, entraînant une demande accrue en eau pour des besoins tels que l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation agricole et l'industrie. Pour répondre à cette demande croissante, on a recours à la gestion des ressources en eau de surface, notamment par la construction d'infrastructures hydrauliques qui régulent les cours d'eau et les rivières.

Dans cette perspective, et étant donné que notre pays est également touché par cette situation, il a entrepris un programme visant à exploiter au maximum les ressources en eau de surface en construisant d'importants barrages et des retenues collinaires. La wilaya de MEDEA a bénéficié de plusieurs projets visant à améliorer l'approvisionnement en eau, dont le barrage de Beni Slimane dédié à l'irrigation régionale. Notre étude se concentrera sur l'avant-projet détaillé de la digue.

Notre tâche consistera à examiner cet ouvrage sous différents angles, notamment en ce qui concerne l'hydrologie, la géologie et la géotechnique ainsi que l'étude hydrologique qui est le chapitre le plus important de ce travail avec une série de données pluviométriques plus étendue, nous avons procédé à une étude de régularisation des débits, ensuite on a étudié trois variantes de la digue et on a choisi la plus économique, Par la suite, une étude de génie civil a été entreprise afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Parallèlement, l'organisation du chantier a été minutieusement planifiée en identifiant les étapes à suivre, en respectant les principes des méthodes d'organisation les plus couramment utilisées en pratique. En fin, des mesures de protection et de sécurité au travail ont été mises en place. Une conclusion générale des travaux sera présentée à la fin du processus.

# Chapitre I :

Etude topographique

## Introduction :

La topographie du site constitue le support essentiel du travail de la géologie qui doit toujours situer plus ou moins précisément les observations qu'il réalise tant en planimétrie qu'en altimétrie. Elle a pour objet de la description et la représentation locale des formes de la surface de la terre. Lors de la construction d'un barrage, les données topographiques concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, la retenue et la zone d'emprunt des matériaux de la construction.

### I.1 Prospection et choix du site d'un barrage:

L'identification d'un site de barrage s'effectue à partir d'un travail de bureau en premier lieu, et en second lieu in situ. Le travail de bureau sur une carte topographique appelée généralement carte d'état-major les cartes topographiques sont répandues au 1/25000 et au 1/50000. Il dépend aussi des données hydrologiques, géologiques et géotechniques.

On doit choisir un site qui vérifie les conditions suivantes :

- ✓ La Présence d'une source d'eau permanente et apte de fournir un débit annuel qui marche en parallèle avec la consommation.
- ✓ Il doit être sous forme d'une cuvette pour garder et stocker de l'eau.
- ✓ Les sols de fondation de la digue et de cuvette doivent offrir l'étanchéité et l'imperméabilité.
- ✓ Les deux appuis sont nécessaires pour ancrer la digue.

### I.2 Situation géographique :

La commune est située dans le tell central algérien dans l'Atlas tellien à l'est et l'Atlas blidé en à l'ouest à environ 98 km au sud d'Alger et à 68 km au sud-est de Médéa et à 50 km à l'est de Berrouaghia et à 31 km au sud-ouest de Tablat et à 55 km à l'ouest de Bouira .

**Tableau I. 1 :** Situation géographique de la retenue.

<b>Altitude moyenne</b>	574m.NGA
<b>Coordonnées géographiques</b>	36° 13' 37" Nord 3° 18' 21"



**Figure I. 1 :** Carte de la localisation de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa.

### I.3 Caractérisation topographique du site du barrage:

Le site du barrage de Beni-Slimane est localisé sur l’oued Mellah, dans la Wilaya de Médéa, environ 7 km au sud de la ville de Beni Slimane. L’oued Mellah est un affluent par la rive droite de l’oued Isser. Au site du barrage de Beni Slimane, le bassin versant domine draine une superficie totale de 176km<sup>2</sup>, confinant par le sud-ouest avec le bassin de l’oued Kherza/Mellah et par le sud-est avec le bassin de l’oued Zetouna. C’est la confluence de ces deux oueds qui donne origine à l’Isser. Par le sud, le bassin de Beni Slimane confine avec le bassin de l’oued El Hodna. Les caractéristiques topographiques de la cuvette définie par le site du barrage permettent la création d’une retenue avec capacité de stockage importante, laquelle permettra la régularisation interannuelle des apports de l’oued. Le débit régularisé ainsi obtenu, assez significatif, sera utilisé pour l’irrigation de la vallée en aval.

La partie méridionale de l’Atlas Tellien est constituée par deux alignements montagneux parallèles séparés par une dépression très étroite suivant l’axe SOUAGUI –DJOUAB. Les reliefs nord constituent un tronçon de la longue chaîne des Bibans, qui se prolonge vers l’est en direction Bordj Bou Arreridj. Dans la zone qui nous concerne (quart Nord-Est de la feuille de Souagui). Les reliefs principaux sont les Djebels M’Chellak et Boulgroun (1058 m). La chaîne Sud est constituée par l’étroite crête de Djebel Châaba dont les plus hauts sommets sont les Djebels Tourat (1305 m) et Gadet El Grib (1213 m). L’Oued Mellah coupe les deux chaînes suivant une direction grossièrement Sud Nord. Administrativement le site de Mellah est situé dans la Wilaya de Médéa, à cheval sur les communes de Souagui, Djouab et Beni Slimane.

Les coordonnées U.T.M du site sont:

$$X=557,2 \text{ km}$$

$$Y=322,65 \text{ km}$$

$$Z=600 \text{ m N.G}$$

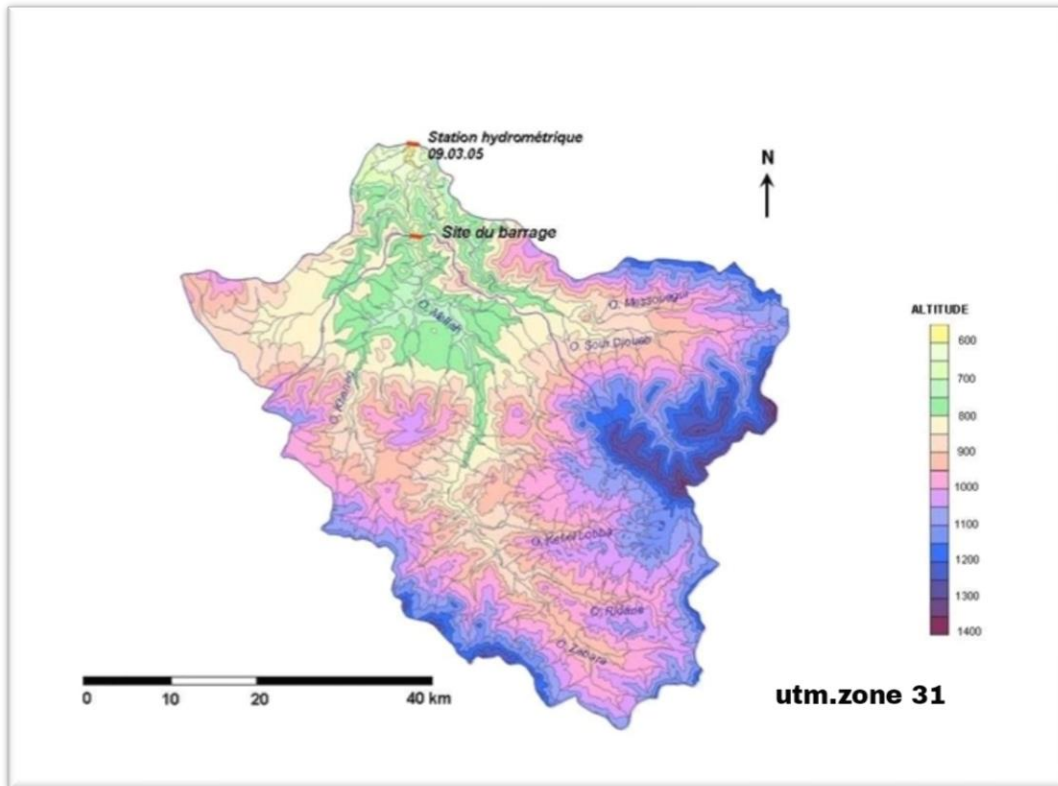
#### I.4 Caractéristique morphologique de la zone d'étude:

La zone de barrage Béni Slimane présente un relief très accidenté, néanmoins l'emplacement du site est caractérisé par une grande cuvette, la pente du relief est sensiblement forte, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est très fermée. Pour le besoin de l'étude nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/1000ème et de la cuvette à l'échelle 1/500ème. L'étude topographique du site du barrage débouche sur l'établissement du Plan à partir desquels il est possible de: Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Plan d'eau et de l'emplacement du barrage;

- Évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement ;
- Repérer les ballastières et les zones exploitables de matériaux rocheux ;
- Implanter les aménagements annexes – voies d'accès ;
- Fournir un support de base pour l'étude technique approfondie ;
- Terrassements des ouvrages projetés ont été calculés sur la base de ces documents ;

**Tableau I. 2 :** Caractéristiques morphométriques des bassins versants.

Paramètres	Unité	Beni – Slimane
Superficie du bassin	km <sup>2</sup>	172,31
Altitude moyenne	m	935
Altitude maximale	m	1400
Altitude minimale	m	686
Pente moyenne du bassin	m/km	21,3%
Longueur de l'oued principal	km	31
Pente moyenne de l'oued principale	m/km	22,8



**Figure I. 2 :** Topographie des bassins versants de Beni Slimane

### **Conclusion :**

Le chapitre de présentation de la zone d'étude résume l'ensemble des données nécessaires en commençant par la localisation du site du barrage à construire, choix de l'axe du barrage, son caractérisation topographique et morphologique de la zone d'étude.

# Chapitre II

## **Etude géologique et géotechnique**

**Introduction :**

Le présent dossier traite l'étude géologique de la retenue collinaire sur Oued ElMalah commune de Beni slimane. Elle est basée essentiellement sur les données recueillies :sur terrain telles que les observations faites sur site après plusieurs visites dereconnaisances et les résultats de la campagne de prospection de terrain (la réalisation de sondages carottés et des puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) avec analyse descriptive ( lithologie ) des formations géologiques rencontrées et traversées par pelle et enfin le levé géologique du site et sa cuvette. La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation existante sur la zone d'étude (cartes géologiques, topographiques, documents divers ...). Elle a été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales.

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages.....) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épi-centrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, bien économiques et sociaux.....)

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.88 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté. Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 88 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Messieurs SHAH et AL en 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 années respectivement).

Le site de barrage béni Slimane commune de béni Slimane wilaya de Médéa est situé dans la zone « II- a» (zone caractérisée par une assez forte intensité sismique d'après R.P. A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).La dite barrage constitue un ouvrage d'importance vitale pour la communauté ce qui le place dans le groupe



d'usage 1A selon le R.P.A en considérant une durée de viabilité de 20 à 30 ans. Tous ces paramètres avec une période de retour R.P.A = 50 ans, le coefficient de Dommage de notre ouvrage est de : 10 % =0.10.

Tableau II. 1 : Coefficients d'accélération.

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

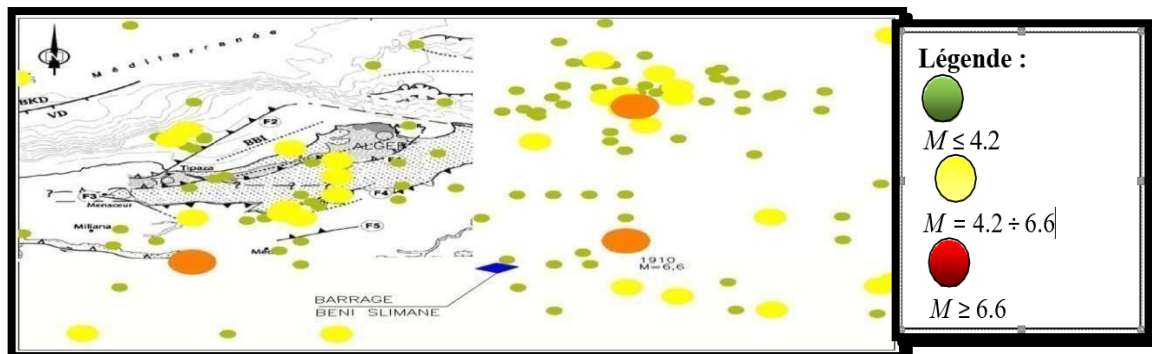


Figure II. 1 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003).

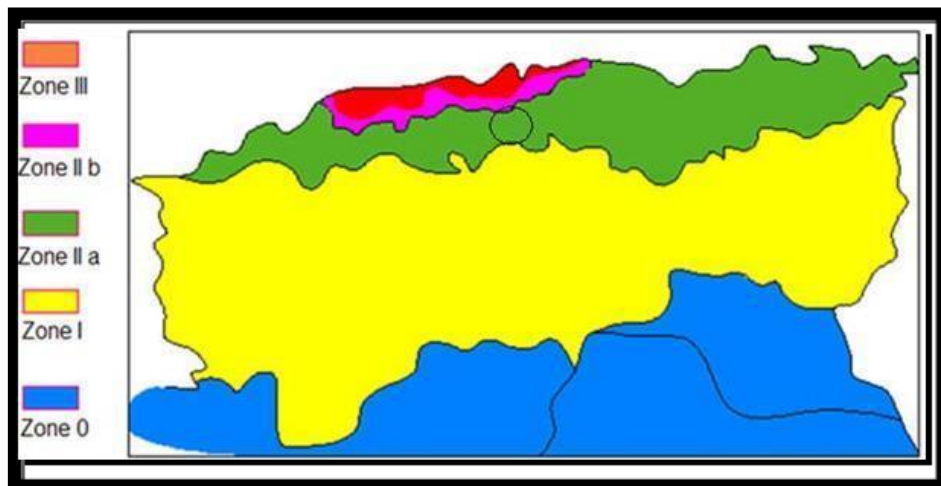


Figure II. 2 : Sismicité et encadrement sismotectonique du barrage de Beni Slimane. (ANBT).

## II.1 Géologie régionale :

### ▪ Analyse litho stratigraphique des Fasciés :

Le bassin versant de la présente retenue collinaire est marqué par des terrains sédimentaires suivants (du plus récent au plus ancien selon l'échelle géologique) :

### ▪ Quaternaire (Alluvions actuelles, récentes et anciennes)

Ce sont des sables, des graviers, des limons, des argiles et de matériels divers qui forment des îlots discontinus le long des principaux oueds.

On note aussi la présence des dépôts continentaux superficiels sous forme d'encroûtement calcaire.

De part et d'autre des oueds, des terres arables sur les pentes sont représentées par des alluvions anciennes qui sont le siège d'une culture mécanisée dès que leurs dimensions le permettent.

### 1. Tertiaire :

#### • Mio - pliocène :

Il est représenté par des marnes grises ou noires surmontées par des alternances de grès quartzeux et de marnes argileuses en lits souvent minces.

#### • Oligocène :

L'oligocène présent dans la région du projet est désigné par « Oligocène à faciès oranais, il est constitué de par un ensemble de marnes et de blanchâtre et de grés à ciment calcaire. Ces couches très érodables couvrent de très grandes étendues (dépressions).

#### • Eocène :

La particularité de cet étage, qu'il est le plus souvent marneux d'extension relativement faible et disloquée donc ses formations sont soumises aux différents processus d'érosion.

#### • Paléocène :

Les formations appartenant à cet étage sont généralement constituées de marnes noires parfois schisteuses ou calcareuses.

### 2. Secondaire :

#### ➤ Crétacé :

#### a) Crétacé supérieur :

Les faciès du crétacé supérieur sont assez variés constitués essentiellement de séries hétérogènes (marno-calcaire et marnes schisteuses) avec des affleurements schisteux.

En effet, la prédominance des marnes fait que les formations du crétacé supérieur résistent mal aux différentes attaques d'érosion.

**b) Crétacé moyen :**

Des marno-calcaire aux niveaux des nappes de charriages Série monotone de lits d'argilites schisteuses de couleur noire et de grés de teintes roussâtres. C'est un dépôt d'une grande puissance (parfois, 1000m d'épaisseur) il s'agit de flysch.

**c) Crétacé inférieur :**

Le crétacé inférieur est représenté exclusivement par des calcaires marneux de couleur blancverdâtre et des marnes à faciès pyriteux.

**d) Jurassique :**

Dans l'ensemble il s'agit de calcaire massif très résistant, de haut en bas on distingue les faciès suivants :

- ❖ **Jurassique supérieur** : est composé de calcaire oolithique et dolomie.
- ❖ **Jurassique moyen** : est représenté par des formations surtout argileuses avec des marnes dans lesquelles s'intercalent quelques bancs de calcaires graveleux.
- ❖ **Jurassique inférieur** formé par un épais calcaire faiblement dolomitisme.

**➤ Trias :**

Habituellement ; il s'agit de marnes et argiles variées, colorées, caractérisées par des affleurements de gypses et brèches gypseuses complexes.

**✓ Primaire**

Il est constitué de par une couche éruptive ; très homogène et très résistante ; il s'agit d'une roche alcaline nommée « rhyolite à albite ».

**✓ Structurale**

L'analyse géologique du site du projet ne peut être cernée que dans le cadre de la structure régionale, en raison de l'extrême complexité tectonique.

En effet la structure générale est représentée par des nappes de charriages juxtaposées et qui se superposent sur des terrains autochtones. Les dites nappes de charriages peuvent être individualisées en sept zones tectoniques.

Dans cet aperçu, on ne fait que citer les différentes nappes (extraits des rapports Tome I et II de J. POLVECHE – 1960- Contribution à l'étude géologique de l'Ouarsenis Oranais).

Zone des hauts plateaux (miocène autochtone post – nappe).

Zone des massifs autochtones de la bordure sud tellienne.

Nappe oligo-miocène.

## **II.2 Hydrogéologie sommaire de la région :**

La région d'étude où se situe le site de la retenue collinaire sur Oued El Malah commune de Beni Slimane est a dominance d'argile limono - sableuse, nous permet de dire que les pertes d'eau par infiltration à travers la cuvette est assez faibles et l'imperméabilité des marnes entraînent une récupération des eaux de surface du bassin versant dans l'assiette de la retenue collinaire.

Cette formation argileuse, constitue un tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau. Ce sont donc des formations imperméables. Les pertes d'eau de précipitation par infiltrations à travers les affleurements de terrains perméables est peu importante dans la région Cette hypothèse est confirmée par la présence de peu de milieux aquifères de faible importance dans cette région.

## **II.3 Analyse lithologique de l'emprise et de la cuvette :**

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des faciès rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain (l'exécution des sondages carottés (S1, S2) en différents endroits de l'axe de la future digue.

Les sondages S1 et S2 exécutés sur une profondeur de 10 m au niveau de l'axe de l'Oued ; le premier au niveau du lit d'Oued et le second sur la rive gauche.

Le fond de la vallée (thalweg) de la retenue est caractérisé par une sédimentation alluviale : alluvions récentes et actuelles, formées par des matériaux pulvérulents tels que les cailloux, graviers et sables, et argilo limoneux (ce sont des terrasses alluviales).

Ces dépôts alluvionnaires de terrasses proviennent de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes et grès).

Les versants à pente douce de la retenue sont parfois masqués au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires constitués sous une très faible puissance. Par de faible

couverture argileuse de l'ordre de 0,50 mètres (terre végétale : argile silto-sableuse verdâtre, carbonatée).

Le terrain de l'emprise de la digue est caractérisé par des argiles silteuse gris-verdâtre, carbonatée, tendre, feuilletée d'un dépôt d'oued formé de galets et blocs de grès emballés dans une matrice d'argile silto-sableuse grise d'une puissance de 3m surmonté d'un dépôt de terrasse d'oued formé d'argile limono-sableuse, gris verdâtre d'une puissance de 4mètres.

#### **II.4 Hydrogéologie de la zone d'emprise :**

##### **1. Perméabilité :**

Les argiles silteuses masquant le substratum de fondation de la digue, sont totalement imperméables :  $K = 3,929 \cdot 10^{-11}$  à  $5,103 \cdot 10^{-11}$  m/s.

##### **2. Etanchéité :**

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,3m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est de  $m=1,0$ m.

#### **II.5 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :**

##### **• Corps de la digue :**

Selon la nature des faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue de la présente retenue collinaire, la digue de la retenue collinaire sur Oued El Malah commune de Beni Slimane doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au bed-rock sain et imperméable après décapage de la couverture alluvionnaire perméable sur 5 m de profondeur.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond du thalweg dans le substratum. Sur les deux rives, la digue doit être ancrée sur une profondeur de 1mètre.

##### **• Evacuateur de crue :**

Implanté sur la rive gauche, le déversoir latéral des crues doit être également fondé dans les argiles silto-sableuse après avoir enlevé la couche de la terre végétale.

##### **• La prise d'eau et la vidange de fond :**

Placées à côté du thalweg de la retenue collinaire sur Oued El Malah; sera fondées dans le bedrock argileux.

## II.6 Stabilité des versants de la cuvette :

Pendant notre campagne de reconnaissance géologique de terrain levé de l'assiette de la retenue collinaire, l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne rencontre aucun indice ou amorce de glissement de terrain. Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

## II.7 Matériaux de construction de la retenue collinaire :

- **Matériaux d'étanchéité :**

Le remblai destiné à l'étanchéité et la recharge du corps de la digue sera exploité en quantité et en qualité des argiles silteuses qui se trouvent dans la cuvette de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue.

- **Matériaux Filtres, drains et transitions :**

Graviers, graviers sableux pour les filtres et pour les transitions peuvent être exploités des lits d'oued El Malah.

- **Matériaux pour rip-rap :**

Les matériaux rocheux nécessaire à la construction de la protection en enrochement seront exploités soit des formations gréseuses, du calcaire jurassique ou éventuellement des lits d'oueds. Ils seront exploités sous forme de blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis-à-vis les mouvements des vagues et graviers et sables pour la production du béton.

## II.8 Géotechnique:

Le présent dossier traite l'étude géotechnique de la retenue collinaire sur Oued El Malah commune de Beni Slimane, basée essentiellement sur des visites de reconnaissance effectuées sur terrain durant lesquelles le Bureau d'Etudes a établi un programme des travaux de terrain (exécution des sondages carottés de 10 m de profondeur dans l'axe de la digue et des fouilles et tranchées dans la zone d'emprunt avec des prélèvements des échantillons de sol et sous-sol, en différents endroits de la retenue : zones d'emprunt argileuse et d'emprise afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géomécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux) ; et de laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol prélevé).

Notre Bureau d'Etudes a signé une convention avec le laboratoire L.T.P. Ouest Unité de Médéa, afin de réaliser tous les essais géotechniques des échantillons de sol et sous-sol, prélevés

des divers lieux du site de la présente retenue collinaire sur Oued El Malah commune de Beni Slimane.

### II.8.1 Prospection géotechnique du terrain :

Six (06) fouilles ou tranchées d'une profondeur moyenne de deux (2,0 m) mètres linéaires, ont été réalisés en différentes zones de la présente retenue collinaire ainsi que deux (02) sondages carottés à l'axe de la future digue prélèvements d'échantillons de sol et sous sol prélevés à différentes niveaux pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du barrage collinaire.

### II.8.2 Prospection géotechnique de laboratoire :

#### II.8.2.1 Nombre des essais :

##### Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ) ..... 8 essais
- Densité sèche ( $\gamma_d$ )... ..... 8 essais
- Limite de liquidité (WI)..... 8 essais
- Indice de plasticité (IP) ..... 8 essais
- Granulométrie..... 8 essais
- Sédiment métrie..... 8 essais
- Degré de saturation ..... 8 essais

##### Essais mécaniques :

#### ✓ Compression à l'oedomètre :

- Compressibilité ( $P_c$ ) ..... 5 essais  
 Coefficient de gonflement ( $C_g$ ) ..... 5 essais

#### ✓ Cisaillement rectiligne à la boîte de type U.U :

- Cohésion ( $C_u$ )..... 2 essais  
 Angle de frottement  $\phi_u$ ..... 2 essais

#### ✓ Compactage selon proctor normal

- Teneur en l'eau maximale ( $W_{max}$ ) ..... 5 essais  
 Densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$ )... ..... 5 essais

✓ **Analyse chimique de sol :**

Teneur en carbonate ( $\text{CaCO}_3$ )..... 5.essais

### II.8.2.2 Mode opératoire des essais :

➤ Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.

➤ Essais de compressibilité ont été effectués à l'odomètre et chaque essai est réalisé sous des charges normales.

➤ Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés, sous des contraintes normales : 1,2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1.22mm/nm

➤ Essais de compactage ; effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

### II.8.3 Résultats géotechnique de terrain au laboratoire et leur interprétation :

#### II.8.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :

Le terrain de l'emprise de la digue est caractérisé par des argiles silteuse gris-verdâtre, carbonatée, tendre, feuilletée d'un dépôt d'oued formé de galets et blocs de grès emballés dans une matrice d'argile silto-sableuse grise d'une puissance de 3m surmonté d'un dépôt de terrasse d'oued formé d'argile limono-sableuse, gris verdâtre d'une puissance de 4mètres.

Les paramètres géotechniques et chimiques suivantes :

▪ **Essais physiques d'identification et de classification**

Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )% ..... 15.82 <  $W_n$  < 15.85

Densité sèche ( $\gamma_d$ )..... 1.77 <  $\gamma_d$  < 1.83 t/m<sup>3</sup>

Densité humide ( $\gamma_h$ ) ..... 2.05 <  $\gamma_h$  < 2.12 t/m<sup>3</sup>

Degré de saturation ( $S_r$ ) ..... 86.07 %

Limite de liquidité ( $W_L$ )% ..... 33.70 <  $W_L$  < 42.90

Indice de plasticité ( $I_p$ )..... 14.13 <  $I_p$  < 22.16%

C'est un sol meuble constitué d'éléments fins argilo-limoneux, plastique à très plastique et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL ( AP ).

• **Essais mécaniques**

➤ **Compression à l'odomètre**



Compressibilité (**Pc**).....3,34 bars

Coefficient de compression (**Cc**).....0,108

Coefficient de gonflement (**Cg**)..... 0,026

C'est un faciès argileux et limoneux, moyennement compressible, gonflant.

➤ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion (**Cu**) ..... 0,30 bar

Angle de frottement..... 16°

➤ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en carbonate (**CaCO<sub>3</sub>**)..... 10<**CaCO<sub>3</sub>**<12 %

▪ **Essais physiques d'identification et de classification :**

Densité sèche ( **yd**).....1.72 <**yd**<1.82 t/m<sup>3</sup>

Limite de liquidité (**Wl**)..... 31.70 < **Wl** < 51.50 %

Limite de plasticité (**Wp**). ..... 16.19 < **Wp**< 26.05 %

Indice de plasticité (**Ip**)..... 12.04 < **Ip** < 20.25 %

• **Essais mécaniques**

➤ **Compression à l'oedomètre**

Compressibilité (**Pc**).....2.05<**Pc**<3,24 bars

Coefficient de compression (**Cc**)..... 8.50 < **Cc** < 15.10

Coefficient de gonflement (**Cg**)..... 2 < **Cg** < 3.30

➤ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion (**Cu**) .....0,62 bar

Angle de frottement (**φ<sub>u</sub>**).....23°

➤ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en carbonate (**CaCO<sub>3</sub>**)..... 10<**CaCO<sub>3</sub>**<20 %

**II.8.3.2 Matériaux de construction de la digue :**

1. **Matériaux d'étanchéité et recharge :**

• **Essais physiques d'identification et de classification**

Densité sèche ( **yd**)..... 1.77 t/m<sup>3</sup>

Limite de liquidité (**Wl**).....41.60 %

Indice de plasticité (Ip)..... 16.14 %

▪ **Essais mécaniques**

➤ **Compression à l'oedomètre**

Perméabilité (K). ..... 1.048\*10<sup>-7</sup> à 5.977\*10<sup>-8</sup> cm/s

C'est une formation argileuse, pratiquement imperméable

➤ **Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U**

Cohésion (Cu) ..... 0,62 bars

Angle de frottement ..... 23°

➤ **Compactage selon proctor normal**

Teneur en eau maximale (W<sub>max</sub>). ..... 19,75 %

Densité sèche optimale( γ<sub>dopt.</sub>). ..... 1,72t/m<sup>3</sup>

➤ **Analyse chimique sommaire du sol**

Teneur en carbonate(CaCO<sub>3</sub>). ..... 15%

**II.8.3.3 Matériaux pour filtres, transition et drains :**

Type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières calcaires existants à proximité de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique ci –après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles).

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{sol})} < 25$$

**La première couche de transition T1 :**

D 15% = 36 -120 micron

D 50% = 0,96- 4,64 mm

D 85% = 10 mm

### La deuxième couche de transition T2 :

D 15% = 432 - 4800 micron

D 50% = 11,52- 369,12 mm

D 85% = 50 mm

#### II.8.3.3.1 Matériaux d'enrochement (Rip-Rap) :

Ces matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue collinaire seront exploités des carrières de calcaires qui se trouvent aux environs du site de la retenue collinaire. Ces matériaux sont de bonne qualité géotechnique et chimique qui sont :

Poids spécifique des grains ( $\sigma_s$ ).....	2,0-2,5 t/m <sup>3</sup>
Micro-Deval à l'eau (M.D.E).....	<40 %
Los Angelès (L.A).....	35 %
Résistance à la compression simple (Rc).....	50-150 Mpa
Résistance à la compression simple de saturation (Rc <sub>sat</sub> ).....	40-130 Mpa

### Conclusion

L'exploitation des résultats des campagnes géologique et hydrogéologique, nous permettent de dire :

- La structure géologique du substratum à dominance argileuse et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'aux bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier.
- Les matériaux de construction d'une digue en terre zoné (noyau argileux) sont largement disponibles dans la cuvette du présent barrage.
- On affirme donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre noyau sur le site de la retenue collinaire en question.
- La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux... de basse et haute terrasses) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux conglomératiques, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par les calcaires affleurant dans la zone de souagui [calcaires des carrières] sous forme de blocs de 200 mm à 300mm de diamètre.

On peut dire que les conditions géologique et géotechniques sont favorablement associées pour la réalisation d'un barrage en terre au niveau du site de barrage sur Oued Malleh commune de béni Slimane Wilaya de Médéa.

# **Chapitre III :**

**Etude hydrologique**

## Introduction :

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre. Cette science englobe l'étude des précipitations, du ruissellement, ainsi que des eaux souterraines. Elle se distingue par sa nature interdisciplinaire, regroupant diverses sciences fondamentales, et elle vise à résoudre des problématiques liées à la gestion des ressources en eau. L'hydrologie fournit aux ingénieurs des outils pour collecter et analyser des données, afin de répondre à des besoins aussi bien en termes de conception d'infrastructures que d'exploitation de système. Ainsi, l'étude hydrologique effectue généralement les éléments suivants :

- L'analyse des caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- La réalisation d'un bilan hydrique.
- L'étude des crues.
- L'analyse des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

### III.1 Le bassin versant :

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

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief ...etc.) interviennent dans les différents écoulements.

#### III.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

##### 1) Les caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques d'un bassin versant correspondent à des mesures détaillant la configuration et la forme de celui-ci.

##### a) Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant est :

$$S = 172,31 \text{ km}^2$$

**b) Périmètre du bassin versant :**

Le périmètre du bassin versant est :

$$P = 64,88 \text{ km}$$

**c) Longueur du thalweg principal :**

C'est le thalweg le plus long est :

$$LTP = 18,97 \text{ km}$$

**2) Les caractéristiques hydro morphologiques :****a. Indice de compacité de GRAVELIUS  $K_c$  :**

Cet indice est défini comme le rapport entre le périmètre du bassin versant et la circonférence d'un cercle de rayon R ayant une superficie équivalente à celle du bassin. Il traduit la configuration du bassin versant et dépend à la fois de sa surface et de son périmètre.

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

Avec :

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

P : périmètre du bassin versant (km).

Donc:  $K_c=1,38$

Le bassin versant a une forme bien déterminée, ainsi que :

✚  $K_c > 1,12$ : le bassin versant à une forme allongée.

**b. Coefficient d'allongement  $C_a$  :**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivantes :

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

Avec :

L : la longueur du talweg principal (km).

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

Donc :  $C_a=2,08$  Plus  $C_a$  est grand, plus le bassin versant est allongé Dans notre cas, cet indice est moyen

**c. Rectangle équivalent :**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. La longueur est donnée par la formule suivantes :

$$L = Kc \frac{\sqrt{S}}{1,128} \sqrt{1 - \left(\frac{1,128^2}{Kc}\right)} + 1 \quad \text{III. 3}$$

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$l = \frac{P}{2} - L \quad \text{III. 4}$$

Les résultats de la longueur et la largeur :

- ✓  $L = 25,31 \text{ Km}$
- ✓  $l = 7,13 \text{ Km}$

### 3) Les caractéristiques du relief

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

- ✓ La courbe hypsométrique.
- ✓ L'altitude moyenne .
- ✓ L'indice de pente globale  $I_g$ .
- ✓ L'indice de pente roche  $I_p$ .
- ✓ L'indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$  .
- ✓ Densité de drainage  $D_g$ .

#### A. La courbe hypsométrique :

En se basant sur le tableau (III.1) :

On calcule le pourcentage des aires partielles, puis on génère une courbe hypsométrique sur laquelle on lit l'altitude médiane.



Tableau III. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Tranche d'altitude	Hi (m)	Surface en km <sup>2</sup>	Surface cumulé en km <sup>2</sup>	Surfacecum(%)
1400-1250	1299,5	0,74	0,74	0,43
1250-1150	1200	4,81	5,55	3,22
1150-1050	1100	23,8	29,35	17,03
1050-950	1000	47,2	84,55	49,1
950-850	900	49,52	134,07	78
850-750	800	31,74	165,81	96,42
750-686	718	6,5	172,31	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la Figure III.1:

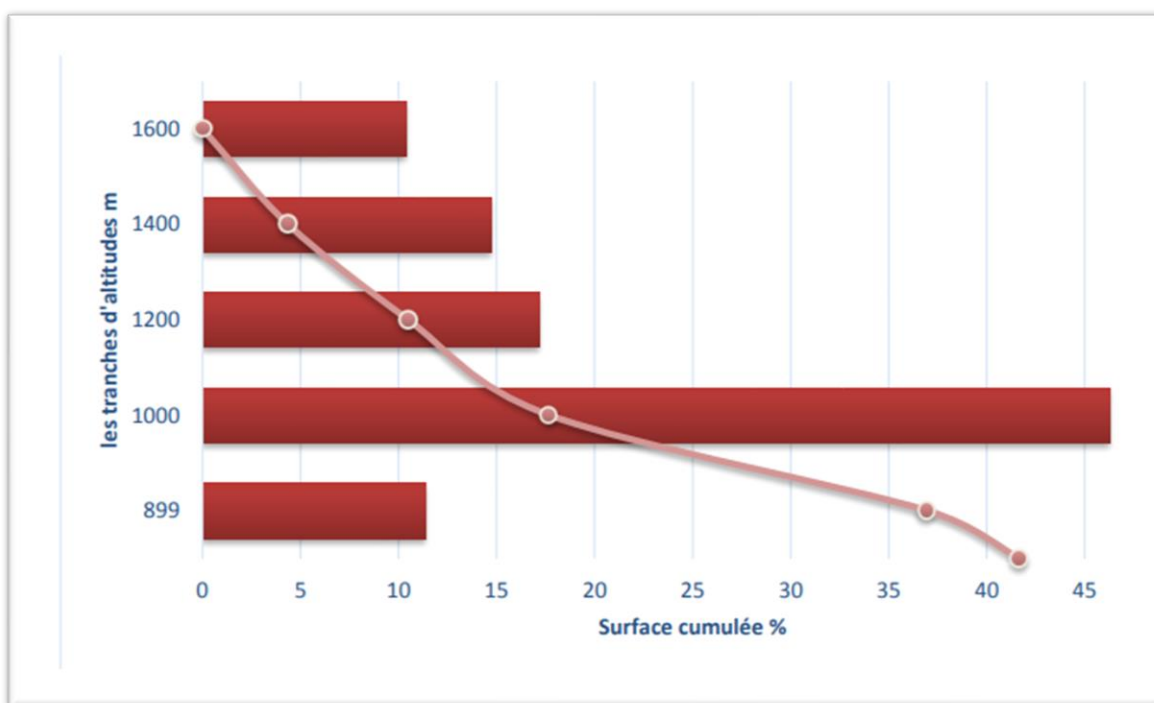


Figure III. 1 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

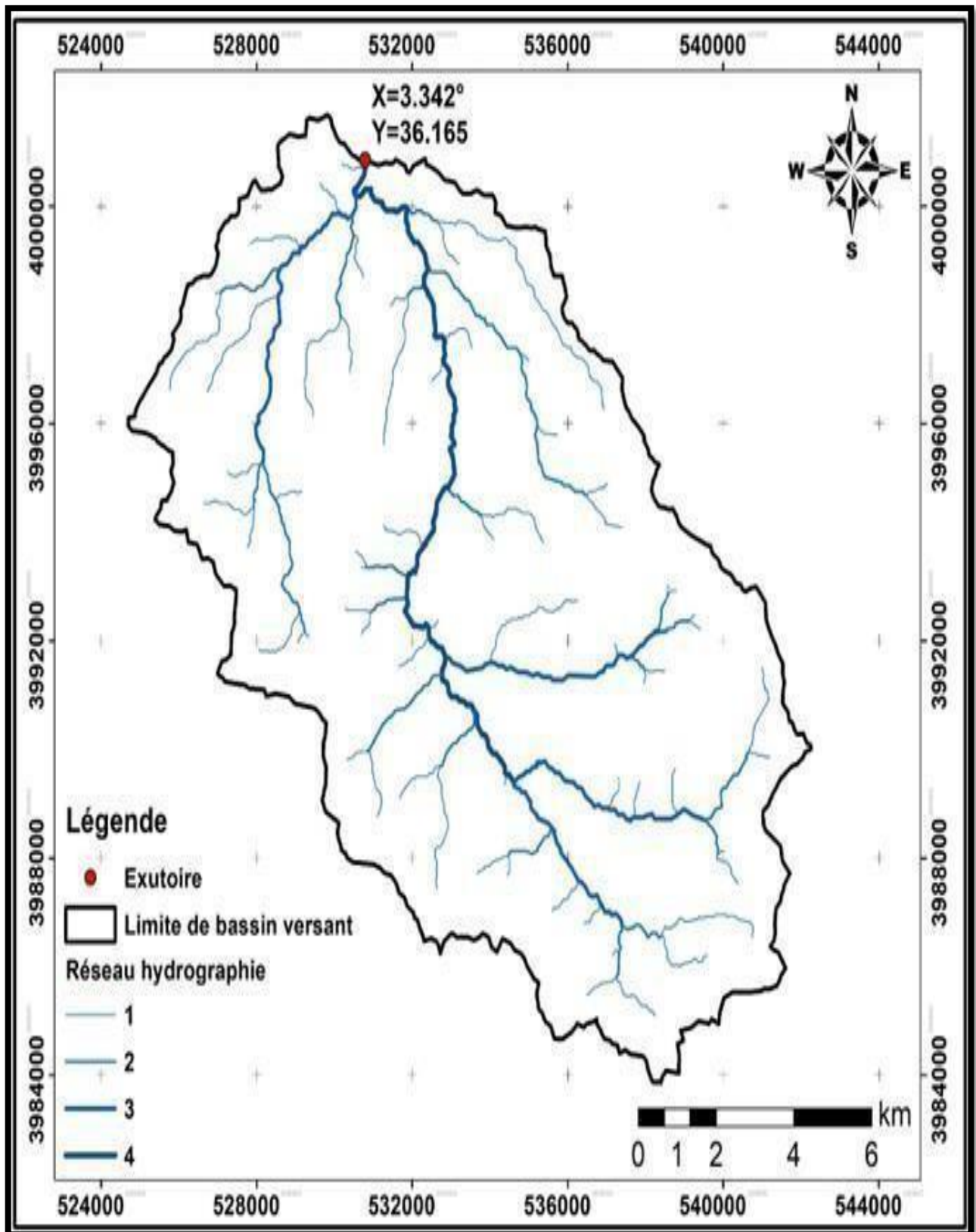


Figure III. 2 :Le réseau hydrographique du bassin versant.

### III.2 Les altitudes caractéristiques :

#### a) Altitude médiane :

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

$$H_{med} = 978m$$

#### b) Altitude moyenne :

On peut obtenir l'altitude moyenne directement à partir de la courbe hypsométrique ou en consultant une carte topographique. On peut la définir comme suit :

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

Avec :

- $S_i$  : la surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{km}^2$ )
- $S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{km}^2$ )
- $H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

$$H_{moy} = 914,32 m$$

**c) Indice de pente globale  $I_g$ :**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant. L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{III. 6}$$

Avec :

- L : longueur du rectangle équivalent
- D : La dénivelée entre la hauteur de 5% et la hauteur 95%

Avec :  $H_{5\%} = 1188\text{m}$  ;  $H_{95\%} = 818\text{m}$

Alors:

$$I_g = 14,62 \text{ m/km}$$

L'ORSTOM : classe les reliefs selon la valeur d' $I_g$  en différentes catégories dans le tableau suivant :

**Tableau III. 2 :** Classification des reliefs selon l'ORSTROM.

Relief assez fort	$I_g \geq 35 \text{ m/km}$
Relief fort	$20 < I_g < 35 \text{ m/km}$
Relief modéré	$I_g \leq 20 \text{ m/km}$

On peut dire que le relief du bassin versant d'Oued El Maleh est modéré.

**d) Indice de pente moyenne  $I_{pm}$ :**

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

Il est défini par le rapport :

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \text{III. 7}$$

Avec :

- $H_{max}$  : L'altitude maximale du bassin versant (m).
- $H_{min}$  : L'altitude minimale du bassin versant (m).
- L : longueur du rectangle équivalent (km).

$$I_{pm} = 2,62\%$$

e) Indice de pente ROCHE  $I_p$ :

$I_p$  est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  est  $H_{i-1}$ . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad \text{III. 8}$$

Avec :

- $L$  : longueur de rectangle équivalent (m)
- $A_i$  : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

**Tableau III. 3** : Détermination de la pente Roche  $I_p$  .

Altitude (m. NGA)	$D_i = H_i - H_{i-1}$ (m)	$S_i$ (km <sup>2</sup> )	$S_i$ (%)	$\sqrt{A_i D_i}$
1400-1250	99	0,74	0,429	6,52
1250-1150	100	4,81	2,791	16,70
1150-1050	100	23,8	13,81	37,16
1050-950	100	55,2	32,03	56,59
950-850	100	49,52	28,73	53,60
850-750	100	31,74	18,42	42,91
750-686	64	6,5	3,77	15,53

Donc :

$$I_p = 45,53 \text{ m / km}$$

**f) Dénivelée spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes des bassins de superficies différentes, d’après la deuxième classification de l’Office de Recherche Scientifique de Territoire d’Outre-Mer (O.R.S.T.O.M) appliquée à tous les bassins versants de différentes surfaces.

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

Avec :

- $I_g$ : Indice de pente globale.
- $S$  : la surface du bassin versant

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

Relief		Ds(m)
R1	Très faible	≤10
R2	Faible	10_25
R3	Assez faible	25_50
R4	Modéré	50_100
R5	Assez fort	100_250
R6	Fort	250_500
R7	Très fort	>500

Donc :

$$D_s = 191,9 \text{ m}$$

Le relief de notre bassin versant est assez modéré.

**g) Pente moyenne du bassin versant:**

$$I_{moy} = \frac{(\Delta H (0,5L_1+L_2+L_3+\dots+0,5L_n))}{S} \quad \text{III. 10}$$

Avec :

- $\Delta H$ : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).
- $L_1, L_2 \dots L_n$  : les longueurs des courbes de niveaux (Km).  $S$  : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau III.6 :

**Tableau III. 5 :** Evaluation de la pente Moyenne.

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	$\Delta H$ (m)	Longueur (Km)
1	700	100	4,32
2	800		47,30
3	900		92,46
4	1000		100,41
5	1100		51,89
6	1200		13,72
7	1300		1,03

La pente moyenne du bassin est :

$$I_{moy} = 17,9\%$$

### III.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin:

#### III.3.1 Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM, il est considéré : « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) »

#### III.3.2 Densité de drainage :

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

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad \text{III. 11}$$

Avec :

- $\Sigma L_i$  : longueur totale des talwegs d'ordre  $i$  en (Km)
- $S$  : surface du bassin versant en ( $\text{Km}^2$ ).

Alors:

$$D_d = 1,81 \text{ km/km}^2$$

### III.3.3 Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité  $C_t$  est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d * F_1 \quad \text{III. 12}$$

Avec :

- $F_1$ : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant : On a  $N_1=261$

$$F_1 = \frac{N}{S} \quad \text{III. 13}$$

Alors:

$$C_t = 1,51$$

### III.3.4 Temps de concentration :

#### a) Formule empirique Algérienne (Milles SAADI CHERIFI i et TAMANI)

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloigné. Le temps de concentration  $T_c$  peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres :

$$T_c = 0.0055 * S + 0.1657 * L + 0.0078 * DH + 0.82 \quad \text{III. 14}$$

Avec :

- $T_c$  : temps de concentration en (Heure)
- $S$  : Surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ )
- $L$  : longueur du cours d'eau principal (km).
- $D$  : la différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant en (m).



a) Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \text{ III. 15}$$

Avec :

- S: surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).
- L<sub>p</sub>: Longueur du talweg principale en (Km).
- H<sub>min</sub>, H<sub>max</sub>: Respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

**Tableau III. 6 :** Le temps de concentration.

Formules	T <sub>c</sub>
Formule de GIANDOTTI	6,7
Formule empirique Algérienne (Miles SAADICHERIFI i et TAMANI)	6,7

Alors :

$$T_c = 6.7 \text{ heures}$$

**III.3.5 Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \text{ III. 16}$$

Avec :

- L<sub>p</sub> : longueur du talweg principale.
- T<sub>c</sub> : temps de concentration.

$$V_R = 2,83 \text{ km/h}$$

On va trouvé le résumer des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin versant dans le (tableau III.9) Ci- dessus:

Tableau III. 7 : Les résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	172,31
Périmètre		p	km	64,88
Longueur du talweg		L	km	18,97
Indice de compacité		KC	-	1,38
Coefficient d'allongement		Ca	-	2,08
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	25,31
	Largeur	l	Km	7,13
Altitudes	Max	Hmax	m	1400
	Moy	Hmin	m	914,32
	Med	Hméd	m	978
	Min	Hmin	m	686
Pente moyenne du bassin versant		Im	m/km	17,9%
Indice de pente globale		Ig	m/km	1,462%
Dénivlée spécifique		Ds	m	191,9
Indice de pente de Roche		Ip	m/km	0,45%
Indice de pente moyenne		Ipm	m/km	2,62%
Densité de drainage		Dd	Km/km <sup>2</sup>	1,81
Temps de concentration		Tc	H	6,7
Vitesse de ruissèlement		Vr	Km/h	2,83

### III.4 Caractéristique climatologique :

#### III.4.1 La Température :

Nous disposons des températures de l'air mesurées sous abri pour la station météorologique de Beni Slimane sur une période de 30 ans allant de 1989 à 2019. Sur la base de ses données nous donnons les températures moyennes mensuelles ainsi que les températures minimales et maximales moyennes.

Tableau III. 8 : Les températures moyennes interannuelles à la station de Beni Slimane (1989 – 2019)

Température	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
(C°)	29.57	24.94	17.63	13.93	12.78	13.73	17.28	20.64	25.07	31.03	35.48	35.1	23.10
T max(C°)	17.22	13.19	8.03	5.02	3.71	3.75	5.93	8.12	11.99	16.35	20	20.72	11.17
T min(C°)	22.74	18.06	12.11	8.69	7.55	8.17	11.02	13.78	18.15	23.25	27.23	27.34	16.51

Source : ANBT

Le tableau III.9 indique que les températures de la région de Béni Slimane varient entre 3,7°C au mois Janvier qui est le mois le plus froid et 8,0 °C au mois de Novembre, la température moyenne des maximale mensuels dépasse 30°C durant les mois de Juin-Juillet et Août qui sont les plus chauds.

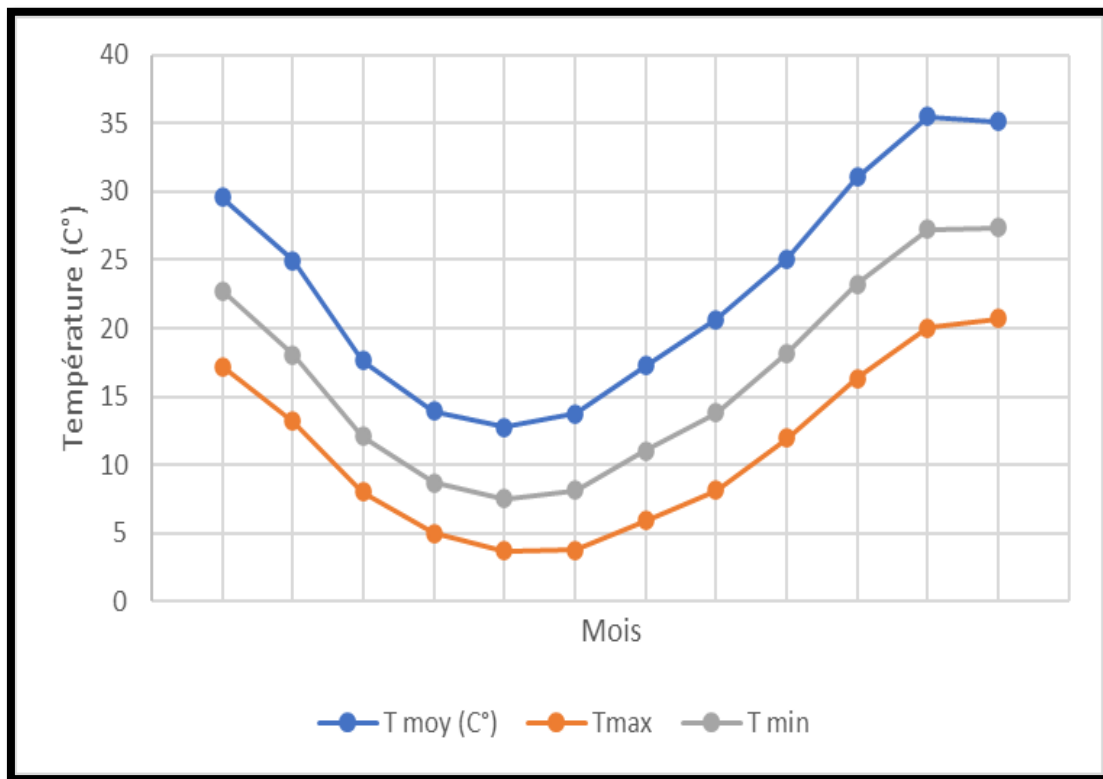


Figure III. 3 : Répartition des températures moyennes interannuelles.

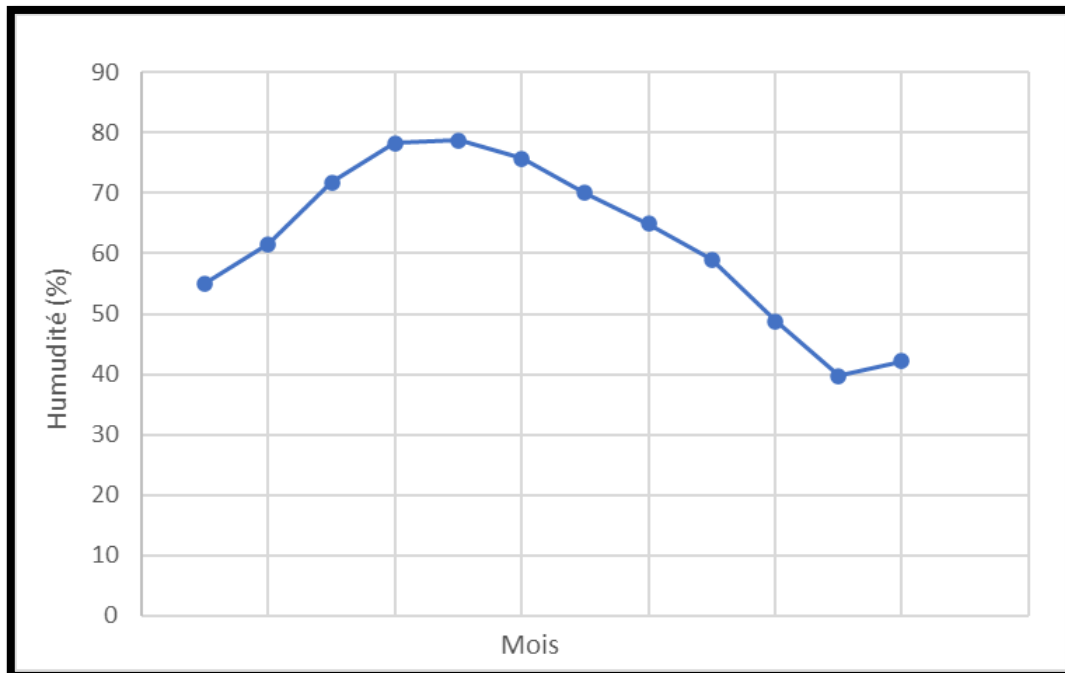
III.4.2 L’humidité relative :

La station de Beni Slimane ne dispose pas des données sur l’humidité relative, donc nous avons utilisé des données satellitaires pour données une approximation des valeurs de ce facteur.

**Tableau III. 9 :**L’humidité moyenne mensuelle (1989-2019).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
HR %	55.1	61.6	71.8	78.3	78.7	75.7	70	64.9	59	48.8	39.7	42.2	62.1

Source : Subdivision agricole de Beni Slimane



**Figure III. 4 :**Variation de l’humidité relative mensuelle.

L’humidité relative dans la région est élevée, elle varie de 61% à 78 % du mois d’Octobre à Avril. Elle se situe entre 59% et 48% de Mai à Septembre. Les mois les plus secs sont Juillet et Août avec respectivement 39.7% et 42.2%.

**III.4.3 Les vents :**

Le tableau ci-dessous montre la vitesse moyenne du vent :

**Tableau III. 10 :** Moyennes mensuelles de la force des vents (m/s) (1989-2019).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
V(km/h)	2.6	2.1	2.2	2.8	2.9	2.1	2.9	2.7	3	2.5	2.9	2.5

Source : Subdivision agricole de Beni Slimane.

A La lecture du tableau III.12. On observe que la vitesse du vent minimale est de 2,1 km/h durant l’année, on peut dire que la région à des vents faibles a modéré. Les vents à la station de Beni Slimane ont une direction dominante Ouest.

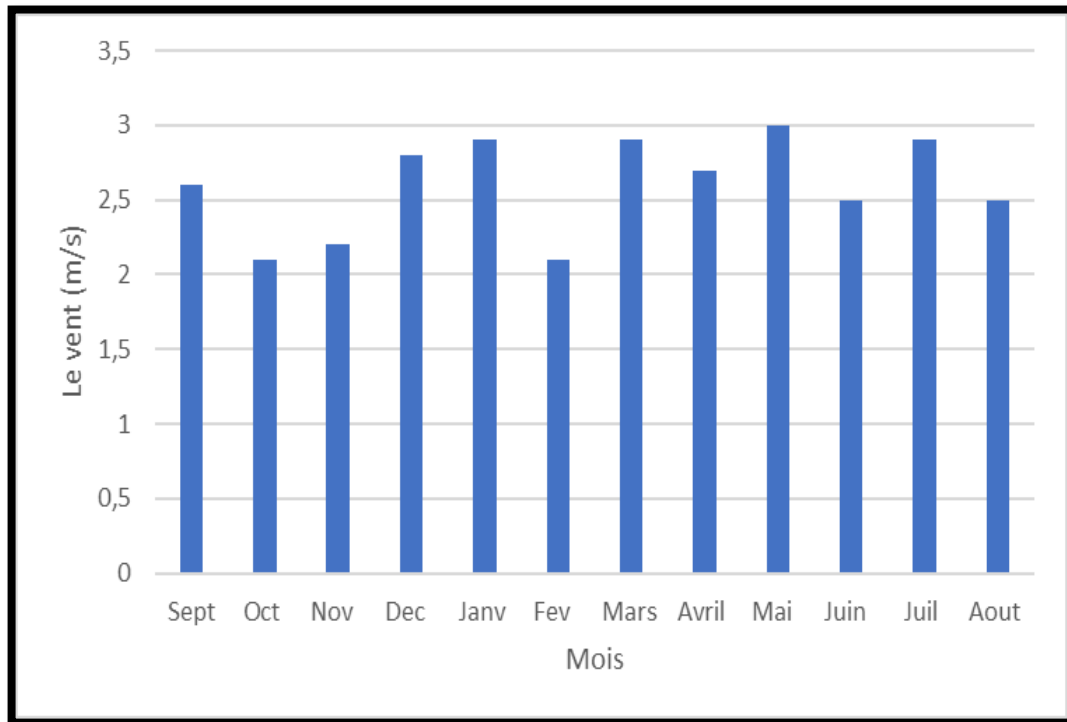


Figure III. 5 : Variation mensuelle de la vitesse des vents.

**III.4.4 L’évaporation :**

L’évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1400 mm, comme on le remarque dans le (Tableau III.12), Elle est minimale durant les mois d’hiver (Janvier et Février), alors qu’elle est maximale pour les mois d’été (Juillet et Août).

Tableau III. 11 : Différentes valeurs de l’évaporation moyennes (1989-2019).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Evaporation moy	145	103	58	39	38	40	75	98	156	199	234	216	1400
Evaporation (%)	10,3	7,4	4,1	2,8	2,7	2,8	5,4	7,0	11,1	14,2	16,7	15,5	100

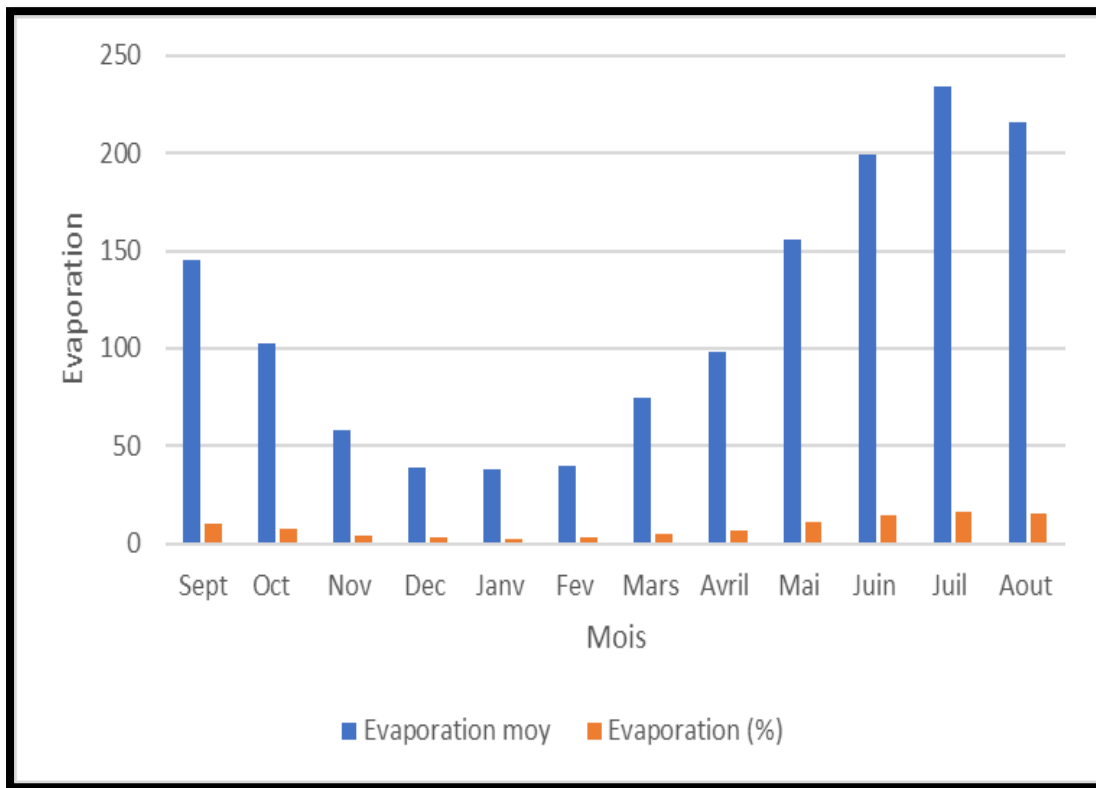


Figure III. 6 : Variation mensuelle de l'évaporation.

**III.4.5 L'Ensoleillement :**

L'ensoleillement moyen a été mesuré à beni Slimane pour une période de 30 ans (1989\_2019).

Tableau III. 12 : différentes valeurs de l'insolation (1989-2019).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
<b>Insolation (h /mois)</b>	377	355	312	302	308	306	370	392	436	438	447	423	4467

Source: ANBT

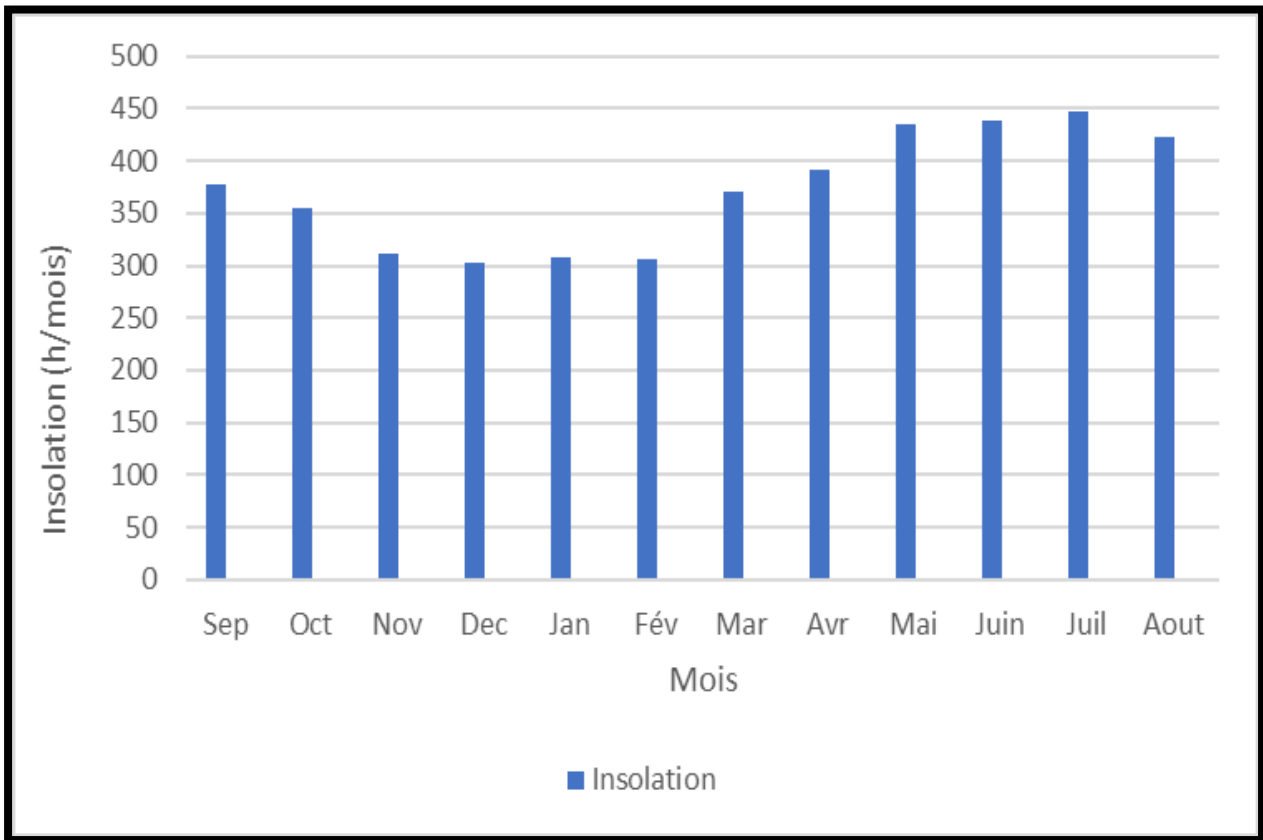


Figure III. 7 : Variation de l'insolation.

**III.4.6 Pluviométrie :**

Les études pluviométriques ont été réalisées en considérant les suivantes stations hydrométriques : Ain Boucif, Chellalat et Adhaouara, Souagui, Djouab, Beni Slimane, Dechmya, El Omaria, Tablat, La Traille et Khabouzia. La précipitation journalière maximale sur le bassin versant adoptée est patente sur le Tableau III.14.

Tableau III. 13 : Station pluviométrique de la zone d'étude.

Code	Stations	X(km)	Y(km)	Z(m.NGA)	Période d'observation
090302	Beni Slimane	557,2	322,65	600	1989-2019

Source : ANRH

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. La station de Beni Slimane est considérée avec une série d'observation de 30 années,

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN :

**Tableau III. 14 :** Paramètres caractéristiques de l'échantillon.

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'observation	31
La moyenne des Pmax j en (mm)	19,1
L'écart type « σx » ; Pour n > 30	4,81
Coefficient de variation (cv )	0,252

**Remarque:**

L'exposant climatique pour notre région (b=0.34) est donné par l'ARNH de BLIDA

**III.4.7 Ajustement des pluies maximales journalières :**

On effectue l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Galton (log normale) et Gumbel à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois sont déduits directement du logiciel.

**III.4.7.1 Ajustement par la loi de GUMBEL :**

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

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{jmax} = 1 - a Y + x_0 \quad \text{III. 17}$$

Avec :

- Y : variable réduite de GUMBEL
- x0 : Paramètre de position (mode).

Y : variable de la droite de GUMBEL :

$$Y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \quad \text{III. 18}$$

$$F(X) = \frac{m-0,5}{N} \quad \text{III. 19}$$

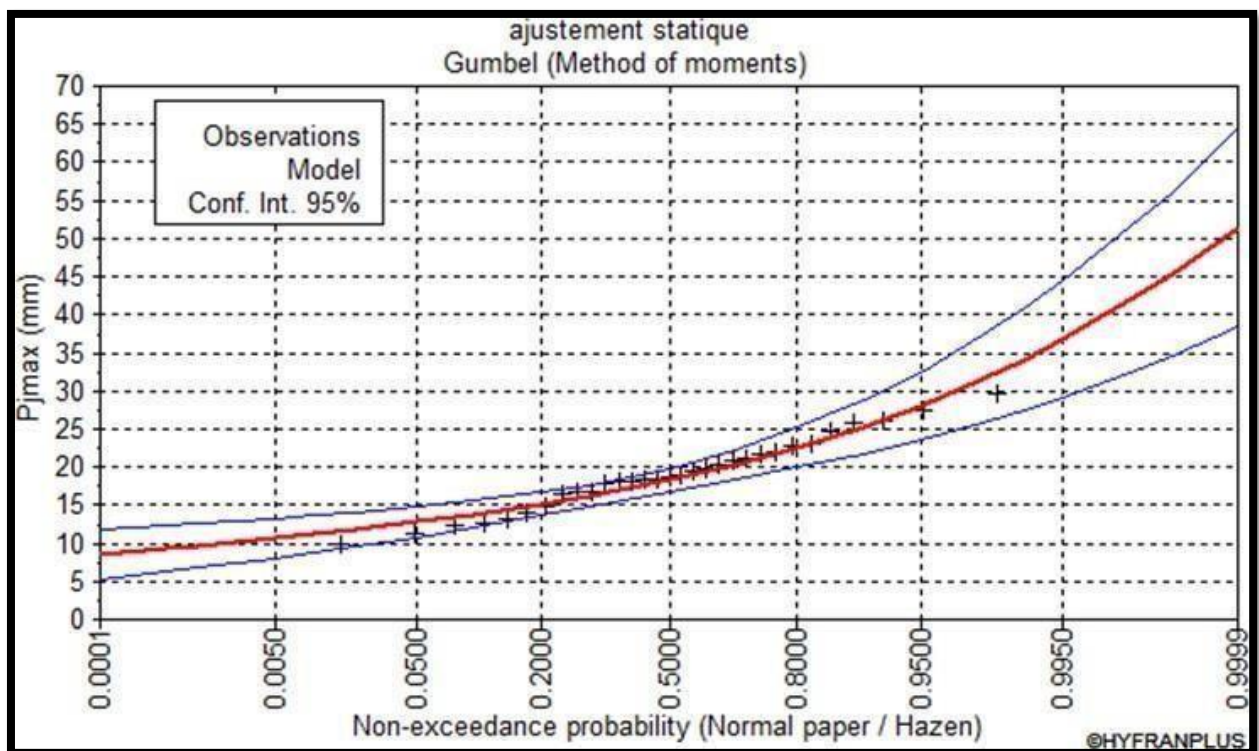
- m: l'ordre de classement.
- n : Nombre d'observations (31)
- 1/a , X0 Sont déterminé par la méthode des moindres carrées.



La droite de GUMBEL est donnée dans la figure (III.8) Les résultats de calcul de fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 15** : résultats d’ajustement par la loi de GUMBEL(1989-2019)

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence	Pluies max journ (mm)	Ecart type	Confidence intervalle (95%)
10000.0	0,9999	51,4	6,6	38,5-64,4
2000.0	0,9995	45,4	5,48	34,7-56,1
1000.0	0,999	42,8	4,99	33-52,6
200.0	0,995	36,8	3,87	29,2-44,3
100.0	0,99	34,2	3,39	27,5-40,8
50.0	0,98	31,5	2,91	25,8-37,2
20.0	0,95	28	2,28	23,6-32,5
10.0	0,9	25,3	1,8	21,8-28,9
5.0	0,8	22,5	1,33	19,9-25,2
3.0	0,6667	20,3	1,01	18,3-22,3
2.0	0,5	18,3	0,792	16,7-19,8



**Figure III. 8** : Ajustement à la loi Gumbel.

**Tableau III. 16 :** Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucune	9,87
Maximum	Aucune	29,5
Moyenne	19,1	19,1
Ecart type	4,81	4,81
Médiane	18,3	18,8
Coefficient de variation Cv	0,252	0,252
Coefficient d'asymétrie Cs	1,14	0,142

**III.4.7.2 L'ajustement par la loi de Galton (log normal) :**

Ce procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log- normale, comme le montre la figure III.9

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\log P_{jmax}} = \frac{\sum(\log P_{jmax} - \overline{\log P_{jmax}})^2}{N} \quad \text{III. 20}$$

$$\log P_{jmax} = \overline{\log P_{jmax}} + \partial_{\log} U_{P\%} \quad \text{III. 21}$$

Avec :

- UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences. Nombre d'observations : 31

Tableau III. 17 : Ajustement à la loi de Galton (1989-2019).

Période deretour (ans)	Probabilité de fréquence	Pluies maxjournal (mm)	Ecarttype	Confidence intervalle(95%)
10000	0,9999	49,5	6,73	36,3-62,72
2000	0,9995	44,2	5,41	33,6-54,8
1000	0,999	41,9	4,86	32,4-51,4
200	0,995	36,6	3,67	29,4-43,7
100	0,99	34,2	3,18	28-40,4
50	0,98	31,8	2,7	26,5-37,1
20	0,95	28,6	2,11	24,4-32,7
10	0,9	25,9	1,68	22,6-29,2
5	0,8	23,1	1,28	20,6-25,6
3	0,6667	20,7	1,03	18,7-22,7
2	0,5	18,5	0,879	16,7-20,2

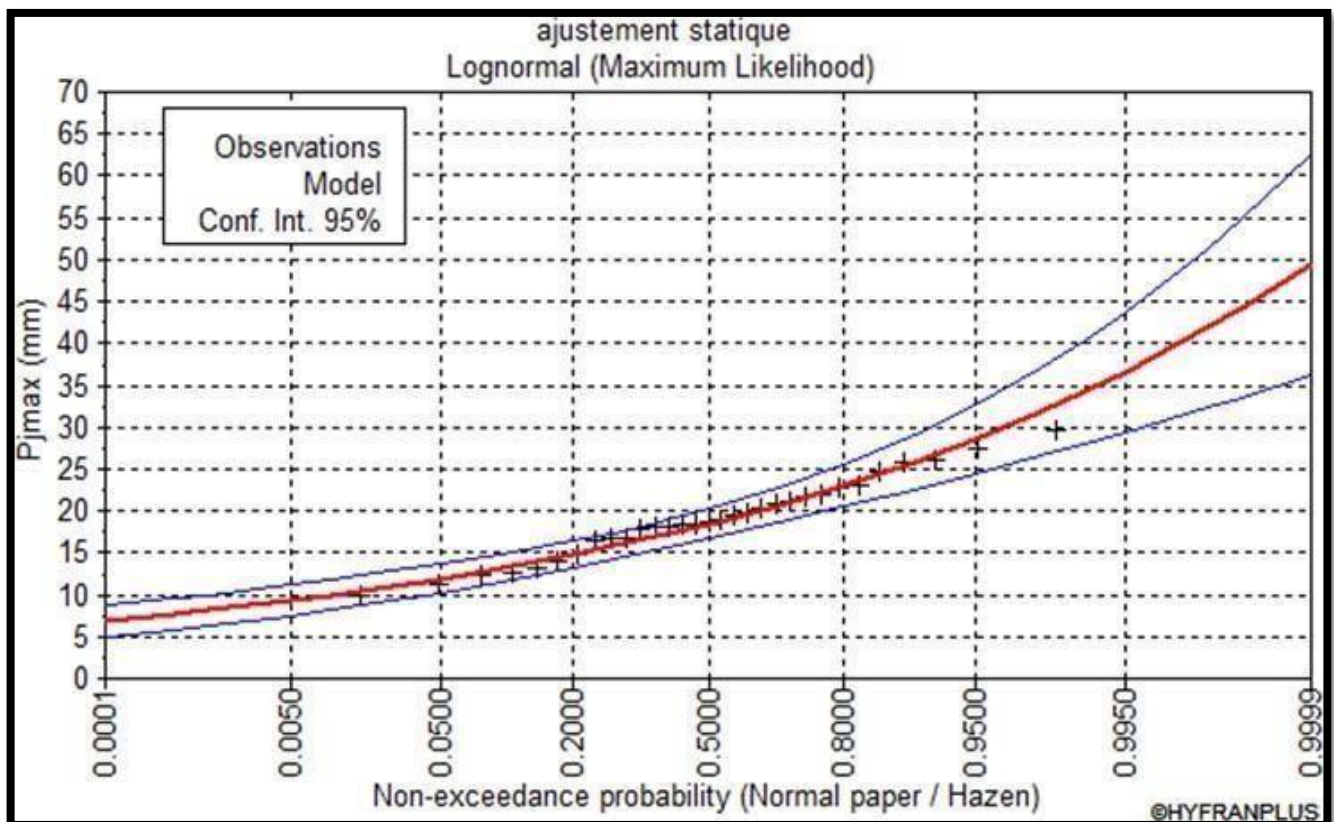
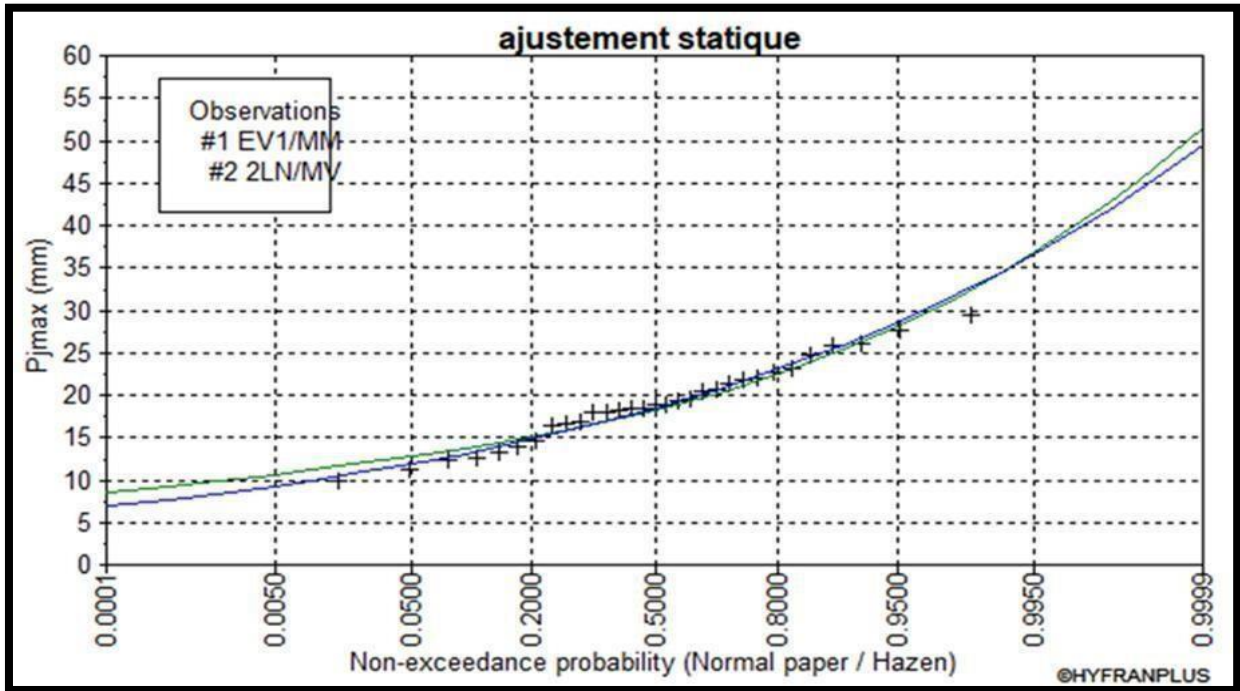


Figure III. 9 : Ajustement à la loi Log Normale.

**III.4.7.3 Comparaison entre les lois d’ajustement :**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi GUMBEL et celles de l’échantillon station de BeniSlimane est résumée dans la (figure III.10) suivante :



**Figure III. 10 :** Comparaison entre la loi de GUMBEL et la loi de Galton.

En se basant sur les résultats antérieurs et l'analyse du graphique comparatif entre la loi de Gumbel et la loi de Galton, on peut constater qu’il y a une petite différence entre les deux lois (fin des deux graphes) mais qui n’a pas une grande influence sur l’ajustement de la série, donc on constate que les deux lois nous donnent presque le même ajustement et celle de GALTON est considérée.

**III.4.8 Pluies des courtes durées :**

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par :

$$P_{ct} = P_{maxj} (t/24)^b \quad \text{III. 22}$$

Avec :

- Pct: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de Pmaxj
- Pmaxj: pluies maximales fréquentielles.
- t: temps en heure.
- b: exposant climatique (b = 0,34)

Chapitre III

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$It = Pct/t \quad \text{III. 23}$$

Tableau III. 18: Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.

Période de retour	10		20		50		100		1000	
Fréquence	0,1		1		2		5		10	
Pluies maxj	25,9		28,6		31,8		34,2		41,9	
T(heures)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)
0,5	12,95	25,9	5,85	11,70	6,50	13,01	6,99	13,99	8,569	17,137
1	25,9	25,9	7,77	7,77	8,64	8,64	9,29	9,29	11,385	11,385
2	51,8	25,9	10,33	5,16	11,48	5,74	12,35	6,17	15,127	7,563
3	77,7	25,9	12,19	4,06	13,56	4,52	14,58	4,86	17,863	5,954
4	103,6	25,9	13,72	3,43	15,25	3,81	16,41	4,10	20,099	5,025
5	129,5	25,9	15,03	3,01	16,72	3,34	17,98	3,60	22,024	4,405
6	155,4	25,9	16,20	2,70	18,01	3,00	19,37	3,23	23,734	3,956
7	181,3	25,9	17,26	2,47	19,19	2,74	20,64	2,95	25,282	3,612
8	216,783	25,9	18,57	2,22	20,65	2,47	22,21	2,65	27,205	3,250
9	233,1	25,9	19,13	2,13	21,27	2,36	22,88	2,54	28,026	3,114
10	259	25,9	19,97	2,00	22,21	2,22	23,89	2,39	29,264	2,926
11	284,9	25,9	20,77	1,89	23,09	2,10	24,84	2,26	30,430	2,766
12	310,8	25,9	21,53	1,79	23,93	1,99	25,74	2,14	31,535	2,628
13	336,7	25,9	22,24	1,71	24,73	1,90	26,60	2,05	32,587	2,507
14	362,6	25,9	22,93	1,64	25,49	1,82	27,42	1,96	33,592	2,399
15	388,5	25,9	23,59	1,57	26,23	1,75	28,21	1,88	34,556	2,304
16	414,4	25,9	24,22	1,51	26,93	1,68	28,96	1,81	35,483	2,218
17	440,3	25,9	24,83	1,46	27,61	1,62	29,69	1,75	36,376	2,140
18	466,2	25,9	25,42	1,41	28,26	1,57	30,39	1,69	37,238	2,069
19	492,1	25,9	25,99	1,37	28,90	1,52	31,08	1,64	38,073	2,004
20	518	25,9	26,54	1,33	29,510	1,475	31,74	1,59	38,882	1,944
21	543,9	25,9	27,08	1,29	30,106	1,434	32,38	1,54	39,668	1,889
22	569,8	25,9	27,60	1,25	30,686	1,395	33,00	1,50	40,432	1,838
23	595,7	25,9	28,11	1,22	31,250	1,359	33,61	1,46	41,175	1,790
24	621,6	25,9	28,60	1,19	31,80	1,325	34,20	1,43	41,900	1,746

### III.5 Etudes des apports liquides :

La méthode privilégiée pour déterminer les apports hydrométriques consiste à utiliser des données observées, en particulier lorsque ces données sont disponibles pour le bassin versant spécifique à l'emplacement de l'étude. Si de telles données ne sont pas disponibles, une approche alternative consiste à recourir à des modèles et à des formules empiriques qui se fondent sur les données de pluviométrie. Ces modèles sont conçus pour prendre en compte les précipitations et les variations de déficit en l'absence de données hydrométriques.

#### III.5.1 Apports moyens interannuels :

##### ✚ Formule de l'ANRH :

L'apport moyen interannuel donné par la formule suivante :

$$A0 = 0.915 \cdot P^2 \cdot 684 \cdot S^{0.842} \quad \text{III. 24}$$

- A0 : Apport moyen interannuel (en m<sup>3</sup>).
- P : précipitation moyenne (m).
- S : superficie (en Km<sup>2</sup>).

##### ✚ Formule de SAMIE :

$$A = Le \cdot S \quad \text{III. 25}$$

$$Le = P^2 (293 - 2 \cdot 2\sqrt{S}) \quad \text{III. 26}$$

Où :

- P : précipitation moyenne (m).
- Le : lame d'eau écoulée (mm).
- S : la superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

##### ✚ Formule de MEDINGER :

$$A0 = Le * S \quad \text{III. 27}$$

$$Le = 1.024(P - 0.26)^2 \quad \text{III. 28}$$

Avec:

- Le : lame d'eau écoulée (mm).



 Formule de DERIE II

$$A_0 = 0,513 P^{2,603} D^{0,5} S^{0,842} \quad \text{III. 29}$$

Avec :

- P : Précipitation moyenne annuelle la (m).
- A0 : Apport moyen interannuel (en m<sup>3</sup>).
- S: Superficie en Km<sup>2</sup> du bassin versant.

Les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau III. 19** : Apports moyens interannuels.

Formule	ANRH	SAMIE	MEDINGER	DERIE II	Moyenne
Apport moyen (hm <sup>3</sup> )	20,91	18,52	25,21	13,21	19,46

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire :

$$A = 20,91 \text{ hm}^3$$

**III.5.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen :**

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued. Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante :

$$Q_m = P_m . C_e . S \quad \text{III. 30}$$

Avec :

- Ce : coefficient d'écoulement. Pm : pluie mensuelle.
- Le: Lame écoulée.
- P : pluie moyenne annuelle.
- S: surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).
- Qm: Apport liquide mensuel (hm<sup>3</sup>).

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :



Tableau III. 20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen (1989 -2019).

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Totale
<b>Pluies moy mensuelle (mm)</b>	53,2	46,5	109,8	132,56	90,56	65,55	58,56	29,88	20,75	13,25	11,35	6,08	638
<b>Pourcentage (%)</b>	8%	8%	13%	11%	12%	11%	10%	10%	10%	3%	1%	3%	100%
<b>Apports  (Hm<sup>3</sup>)</b>	1,26	1,22	2,52	3,63	1,53	5,48	1,67	0,80	0,60	1,23	0,13	0,84	20,91
<b>Apports  (%)</b>	3.1%	2.7%	6.3%	7.7%	18.7%	18.1%	20.4%	9.7%	7.4%	2.8%	1.6%	1.5%	100%

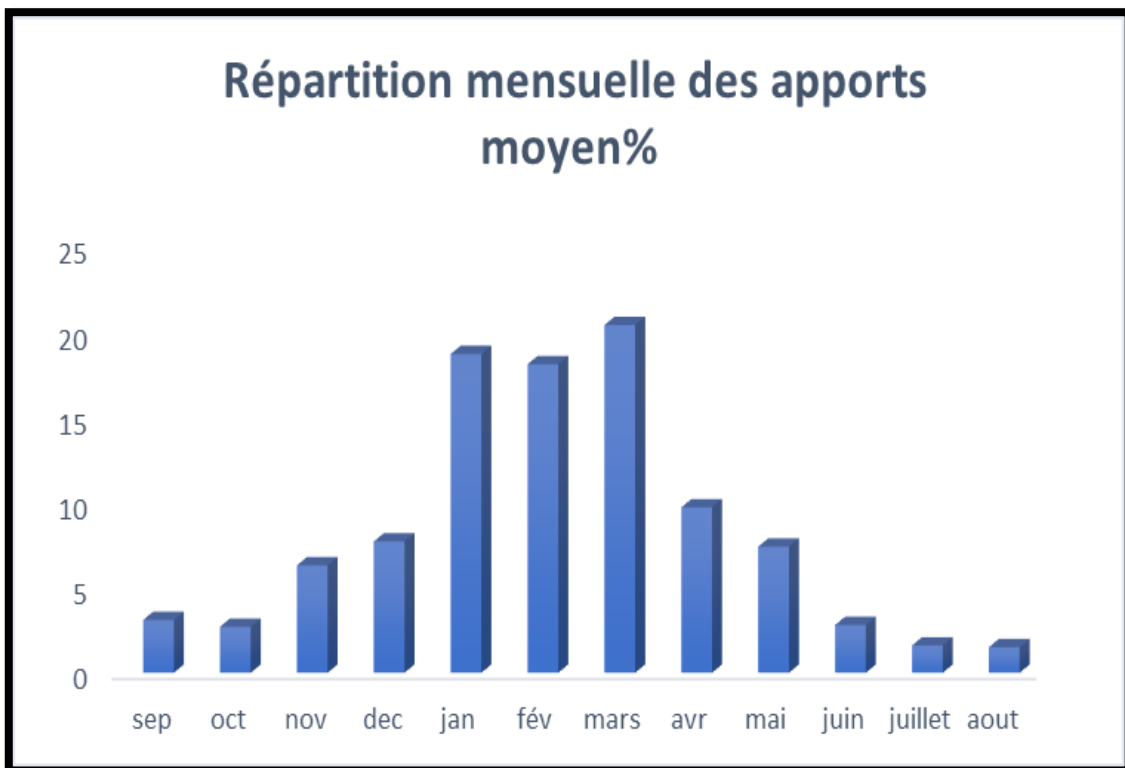


Figure III. 11: Répartition mensuelle de l'apport moyen.

### III.5.3 Caractéristiques de l'écoulement :

#### ✓ Module de l'écoulement $M_e$ :

Il est donné par:

$$M = \frac{A_{moy}}{T} \quad \text{III. 31}$$

- $A_{moy}$  : apport moyen annuel du site.
- $T$  : temps d'une année en secondes,  $T=31536000$  s. Alors :

$$M_e = 663,05 \text{ l/s}$$

#### ✓ Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \text{III. 32}$$

- $M_e$  : module de l'écoulement (l/s).
- $S$  : superficie du bassin ( $\text{km}^2$ ).

$$M_0 = 4.08 \text{ l/s/km}^2$$

#### ✓ lame d'eau écoulé $L_e$ :

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S} \quad \text{III. 33}$$

- $A_{moy}$  : apport moyen annuel du site.
- $S$  : superficie du bassin versant ( $\text{km}^2$ ).

$$L_e = 122,35 \text{ mm}$$

#### ✓ Coefficient de l'écoulement $C_e$ :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{III. 34}$$

- $L_e$  = lame d'eau écoulé en mm.
- $P_{moy}$  = pluie moyenne annuelle en mm.

$$C_e=0.19= 19,2\%$$

✓ **Coefficient de variation Cv:**

Pour le calcul du coefficient de variation Cv, on doit utiliser les formules empiriques Suivants

Formule de PADOUN:

$$C_v = K \cdot \frac{0,93}{M^{0,23}} \quad \text{III. 35}$$

Avec :

- 0.25 < k < 1, on prend K=0.5.
- M0: Débit ou module spécifique (l/s/km<sup>2</sup>).

✓ **Formule de Sokolovski - Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{ Log } (M0) - 0.063 \text{ Log } (S + 1) \quad \text{III. 36}$$

Avec :

- S: superficie du bassin versant.
- M0: Débit ou module spécifique (en l/s/km<sup>2</sup>).

Les valeurs de coefficient de variation dans le tableau suivant :

**Tableau III. 21** : Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement

Formules	Cv
Sokolovski –Chevelev	0.46
Padoun	0,34
Moyenne	0,4

Le coefficient de variation moyen par la formule de **PADOUN** est 0,34 .

**III.5.4 Les apports fréquentiels:**

L'apport liquide fréquentiel dépend essentiellement de l'apport moyen annuel A0 et le coefficient de variation Cv. Il est estimé à une probabilité de 80% .

✓ **Estimation à partir de la loi de Pearson:**

L'apport moyen fréquentiel est calculé par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = [(C_v \cdot F_{80\%}) + 1] \cdot A_0 \quad \text{III. 37}$$

Avec :

- A80% : Apport fréquentiel ( $F = 0.80$ ) en  $Hm^3$ .
- F80% : Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour  $Cs = 2Cv$  ( $F80\% = -0.85$ )

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% est de :

$$A80\% = 13,81 \text{ hm}^3$$

### III.5.5 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des pluies moyennes :

On a  $A80\% = 13,81 \text{ hm}^3$

**Tableau III. 22 :** Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
<b>APPORT A80%</b>	0,133	0,133	0,217	0,183	0,200	0,183	0,167	0,167	0,167	0,05	0,016	0,05
<b>A80%(Mm<sup>3</sup>)</b>	1,158	1,276	2,005	1,655	1,91	1,709	1,55	1,604	1,496	0,472	0,111	0,438

### III.6 Les apports solides :

C'est la quantité des sédiments (ou débit solide) transporté par un cours d'eau.

#### III.6.1 Le transport solide :

##### ❖ Formule de Tixeront :

La formule en question est la suivante :

$$TS = \alpha L^{0.15}$$

$$0 \quad \text{III. 38}$$

Avec :

- Ts : Transport solide en  $t/Km^2/an$  ; L0 : la lame écoulée en mm
- $\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,
- $\alpha = 350$  (pour notre cas on a un bassin de moyenne à faible perméabilité donc on choisit la valeur de  $\alpha=350$ ).

$$T_s = 557,77 \text{ t/km}^2/\text{ans}$$

**III.6.2 Débit solide :**

$$QS = TS * S \quad \text{III. 39}$$

Avec :

- $Q_s$  : débit solide en t/an.  $T_s$  : transport solide.
- $S$  : Surface du bassin versant en  $\text{Km}^2$ .  $S = 172,31 \text{ Km}^2$ .

$$QS = 62109,34 \text{ t/an}$$

**III.6.3 Calcul du volume mort :**

❖ Formule de TIXERONT :

$$Vm = (1.05 \div 1.1) * \frac{Q * S}{r} \quad \text{III. 40}$$

Avec

- $Q_s$  : Le débit solide (t/an).
- $r$  : Poids spécifiques des sédiments, ( $r = 1.7 \text{ t/m}^3$ ).
- $T$  : temps de fonctionnement de la retenue, ( $T = 50 \text{ ans}$ ).  $V_m = 1918082.5 \text{ m}^3$

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à **1.9 Mm<sup>3</sup>**.

**III.7 Etude de la régularisation de la retenue :**

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued Mellah afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- ✓ La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm3).
- ✓ La répartition mensuelle de la demande en eau.
- ✓ La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

**III.7.1 Courbes « Hauteurs-Capacité-Surface:**

**Chapitre III** Les caractéristiques (surface-capacité-hauteur) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir du levé topographique de la cuvette.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H \quad \text{III. 41}$$

Avec :

- $\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives en m<sup>3</sup>.
- $S_i$  : surface du plan d'eau correspond au courbe niveau  $H_i$  en m<sup>2</sup>.
- $S_{i+1}$  : surface du plan d'eau correspond au courbe niveau  $H_{i+1}$  en m<sup>2</sup>.
- $\Delta H$  : Différents altitudes entre les deux courbes de niveau successives.

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le tableau (III.24).

**Tableau III. 23** : Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue.

Cote (m)	S (ha)	$\Delta H$ (m)	V (Mm <sup>3</sup> )
656,5	0	5	0
660	0,3		0,0035
665	2,4		0,071
670	5,2		0,261
675	11,6		0,681
680	18,7		1,441
685	27,5		2,596
690	33,8		4,131
695	46,8		6,146
700	63,02		8,891
705	84,3	12,576	
710	105,7	17,326	
715	171,6	23.301	



La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la figure III.12 suivante:

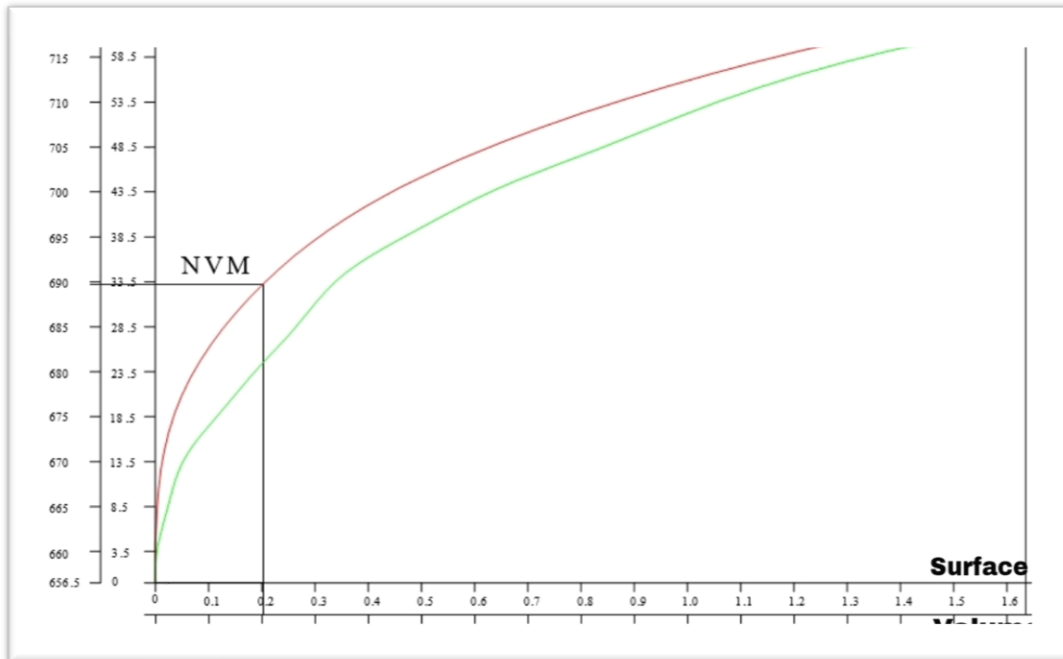


Figure III. 12 : courbe capacité hauteur.

**III.7.2 Répartition mensuelle de l’apport 80% :**

La répartition mensuelle représentée dans le tableau suivant :

Tableau III. 24 : Répartition mensuelle de l’apport liquide moyen annuel.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	mar	avril	mai	juin	juillet	Aout
A (80%) Mm <sup>3</sup>	1,158	1,276	2,005	1,655	1,91	1,709	1,55	1,604	1,496	0,472	0,111	0,438

**III.7.3 Répartition mensuelle des besoins en eau :**

L'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a fourni les estimations des besoins en eau.

La répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation est donnée par :

**Tableau III. 25:** Répartition mensuelle de la consommation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	mars	avr	mai	juin	Juillet	Aout	Année
U(Mm <sup>3</sup> )	0,74	0,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,21	0,74	1,35	1,82	1,63	6,7

Source :ANBT

**III.7.4 Calcul du volume utile :**

❖ 1ère Consigne d’exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu’au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à le restituer après.

L’excédent d’eau est déversé par l’évacuateur de surface. On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que ne l’en doit pas dépasser.

❖ 2ème Consigne d’exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers la vidange de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Les résultats de calcul de volume utile sont donnés dans le tableau suivant:

**Tableau III. 26:** détermination de volume utile de la retenue.

Mois	A80%	U80%	A80%-U80%	V (Hm <sup>3</sup> )
Sep	1,158	0,74	1,066	22,38
Oct	1,276	0,21	2,005	
Nov	2,005	0,00	1,665	
Dec	1,655	0,00	1,91	
Jan	1,91	0,00	1,709	
Fév	1,709	0,00	1,55	
Mars	1,55	0,00	1,394	
Avr	1,604	0,21	0,756	
Mai	0,496	0,74	-0,878	-1.80
Jui	0,472	1,35	-0,709	
Juiel	0,111	1,82	-0,192	
Aou	1,438	1,63	0,418	

L'excédent d'eau :  $V_s = 22380000 \text{ m}^3$

Le déficit :  $V_d = 1800000 \text{ m}^3$

On remarque que  $V_s > V_d$  Avec :  $V_u = V_d$

Donc : la retenue fonctionne à un temps Alors :  $V_u = V_d = 1.8 \text{ Mm}^3$

### III.7.5 Régularisation interannuelle :

- ✓ Calcul de volume utile sans tenir de compte les pertes : On doit calculé le volume utile par la méthode suivante :

#### ✚ La méthode de Pléchkov-Savaidze :

Elle est donnée par la formule :

$$V_u = ((Q_s + Q_{plur}) A_0 \text{ III. 42}$$

Avec :

- $\beta_s$ : Composant saisonnière du volume utile.
- $\beta_{plur}$  : Composant pluriannuelle du volume utile.
- $A_0$  : Ecoulement moyen interannuel.

#### ✚ Composant saisonnière du volume utile :

$$Q_s = a (T_{ét} - W_{ét}) \text{ III. 43}$$

Avec:

- $T_{ét} = N_{ét} / 12$
- $T_{ét}$  : Durée relative de l'étiage au cours de l'année.  $N_{ét}$  : le nombre de mois pour quel il ya étiage.
- $W_{ét}$  : volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.

$$W_{ét} = \frac{N_{ét}}{W_p} \text{ III. 44}$$

Avec:

- $W_p$ : l'apport total pendant 12 mois.

Le tableau (III.29) représente les besoin des apports mensuelle 80% pour calculer la période d'étiage

Tableau III. 27: calcul la période d'étiage.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	mar	avril	mai	juin	juil	Aout
APPORT A80%	0,133	0,133	0,217	0,183	0,200	0,183	0,167	0,167	0,167	0,05	0,016	0,05

Sachant que :

- $W_{moy}=0,75 \text{ Mm}^3/\text{mois}$ .

la période d'étiage est à partir de Mai jusqu'à aout.

Donc :  $N_{ét}=4$

alors :  $T_{ét}=4/12=0.33$

$$W_{ét}=0.33/13,81=0.023$$

Pour un coefficient de régularisation de ( $a=0.6$ ) :

$$\beta_s = 0.6 (0.33 - 0.023) = 0.184$$

$$V_s=0.184*20,91= 3,85 \text{ Mm}^3$$

 **Composant pluriannuelle du volume utile :**

En utilisant les méthodes graphiques par les abaques de Pléchkov et de Miloslavsky pour calculer la partie interannuelle. Ces abaques dépendent des facteurs suivants :

- ♦ Le coefficient de variation ( $C_v$ ),
- ♦ Le coefficient d'asymétrie ( $C_s$ ),
- ♦ Le coefficient de régularisation ( $\alpha$ ).

La garantie P (%) ainsi que le coefficient d'auto corrélation entre les débits des années voisines jouent un rôle crucial. Le coefficient de corrélation est établi selon le tableau de Radkovitch, comme présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III. 28 : les valeurs de coefficient de corrélation.

Module spécifique (l/ s.km <sup>2</sup> )	<20	10-20	4-10	1-4	<1
R	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

(Mémoire ENSH.5-0007-13/01)

On a  $M_0=4.08 \text{ l/s.km}^2$ ,

Alors :  $R=0.3$

$C_s=2C_v=2*0.4=0,8$   $p=80\%$

D'après le graphique de Miloslavsky :

$\beta_{\text{plur}} = 2.5$

$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} * A_0 = 2.5 * 20,91 V_{\text{plur}} = 52,27 \text{ Mm}^3$

$V_{\text{uint}} = V_s + V_{\text{plur}} = 3.85 + 52,27 = 56,12 \text{ Mm}^3$

Donc le volume utile sera :

$$V_u = 56,12 \text{ Mm}^3$$

Alors le volume au niveau normal de la retenue est :

$$V_{\text{NNR}} = V_M + V_U = 58,02 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 58,02 \text{ Mm}^3$$

**Tableau III. 29:** Récapitulatif des résultats de calcul.

Désignation	Quantité
Volume mort	1900000 m <sup>3</sup>
Volume utile	56120000 m <sup>3</sup>
Volume NNR	58020000 m <sup>3</sup>

### III.8 Etude des crues :

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement, entraînant des évaluations importantes quant à son coût qui, lui-même est lié à sa période de retour.

L'estimation des débits de crues et des volumes correspondants est l'étape initiale indispensable au dimensionnement rationnel des aménagements liés à la protection contre les crues et à la construction des barrages. Les méthodes d'évaluations sont nombreuses et dépendent de la diversité et de la complexité des facteurs qui déterminent les crues. Avant toute étude de crues, il est important de définir ce qu'est une crue et quelles sont les principales variables à déterminer.

Une crue est un événement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'une rivière maintenant ce débit au dessus d'un seuil donné.

La crue est simple, si elle présente une seule pointe. Elle est dite complexe si elle présente plusieurs pointes. Les paramètres définissant une crue sont:

- Le débit maximum de crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- Hydro gramme de crue.
- Le temps de base.

Plusieurs méthodes pour calculer le débit de pointe dans les bassins versants non jaugé.

**III.8.1 Formule empirique :**

➤ **Formule de MAILLET-GAUTHIER :**

$$Q_{max.n\%} = \frac{2 * k * \log(1 + A * P_{moy}) * S * \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad \text{III. 45}$$

Avec :

- Q max.p% : débit maximum de crue pour une fréquence donnée en m<sup>3</sup>/s.
- S : superficie du bassin versant en km<sup>2</sup>.
- Lp : longueur de talweg principal en km. Pmoy : pluie moyenne annuel en m.
- K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin [K = 1,38].
- A : coefficient régional pris égale à 25. T : période de retour en ans.

Les résultats de calcul représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III. 30:** Débits maximum par la méthode de MAILLET-GAUTHIER.

T (ans)	1000	100	50	20	10
Q max.p% (m <sup>3</sup> /s)	352,3	245,9	243,20	238,56	233,59

➤ **Formule de POSSENTI :**

$$Q_{max.p\%} = \frac{S * \mu * P_{maxj}}{L} \quad \text{III. 46}$$

Avec :

- Pmaxj% : Pluie maximale journalière a période de retour donnée.
- S : surface du bassin versant en km<sup>2</sup>.
- μ : Coefficient compris entre 700-800.



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 31:** Débits maximum par la méthode de POSSENTI.

T (ans)	1000	100	50	20	10
<b>Pj.max%(mm)</b>	41,9	34,2	31,8	28,6	25,9
<b>Q max.p%</b>	385,44	232,98	216,63	194,83	176,44

Les résultats de débit de crue par toutes les formules empiriques sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 32:** Le debit de crue.

Formule	Q 0.1%	Q 1%	Q 2%	Q 5%	Q 10%
<b>MAILLET-GAUTHIER</b>	352,3	245,9	243,20	238,56	233,59
<b>POSSENTI</b>	385,44	232,98	216,63	194,83	176,44
<b>Moyenne</b>	368.87	239,44	229,91	216,69	205,02

### III.8.2 Hydrogrammes de crue :

Pour caractériser la forme des crues, en particulier les temps de montée et de décrue, nous utilisons la méthode de Sokolovski.

#### ❖ la méthode de Sokolovski :

Cette méthode modélise l'hydrogramme de crue en utilisant deux équations paraboliques distinctes, l'une pour représenter le temps de montée.

#### ✓ Pour la montée de la crue :

$$Q_{\text{monté}} = \left(\frac{t}{T_m}\right) * Q_{\text{max}} \quad \text{III. 47}$$

Avec :

- Q monté : débit instantané de la montée (m<sup>3</sup>/s).
- T<sub>m</sub> : temps de la montée de la crue en heures.
- Q max : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s).



Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} * (T_d - t/T_b)^3 \text{ III. 48}$$

Avec :

- $Q_{\text{déc}}$  : débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s).
- $Q_{\text{max}}$  : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s).
- $T_d$  : temps de la décrue en heures.

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

$$T_d = \delta T_m ; \text{ Ou :}$$

$$T_m = T_c, \text{ avec :}$$

- $T_c$  est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $\delta$  : coefficient de forme de l’Hydrogramme de crue.

Les valeurs de coefficient de forme dans le tableau suivante :

**Tableau III. 33** : Coefficients de forme de l’hydrogramme de crue  $\delta$ .

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

(Mémoire ENSH.5-0026-71)

En prend,  $\delta = 2.5$

Les tableaux (III.35) et (III.36) sont résumé les résultats des débits des crues pour les différentes fréquences .

**Tableau III. 34:** débits fréquents pour construction de l'hydrogramme de crue, (monté).

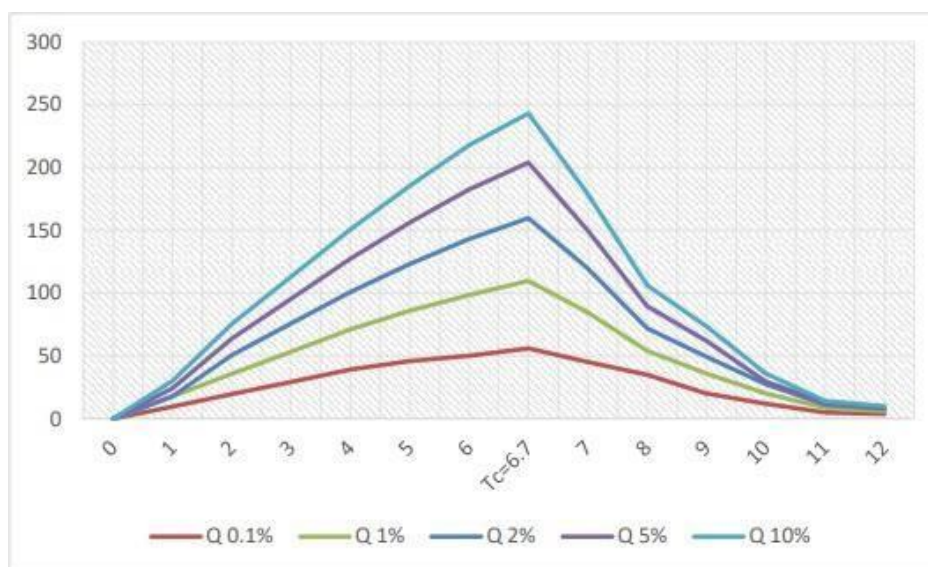
Temps(h)	0	1	2	3	4	5	6	T <sub>c</sub> =6.7
<b>Q 0.1%</b>	0	55,05	110,11	165,17	220,22	235,27	240,33	249,87
<b>Q 1%</b>	0	35,73	71,47	107,21	142,94	178,68	214,42	239,44
<b>Q 2%</b>	0	34,31	68,63	102,94	137,25	171,57	205,88	229,91
<b>Q 5%</b>	0	32,34	64,68	97,03	129,37	161,71	194,05	216,69
<b>Q 10%</b>	0	30,6	61,2	91,8	122,4	153	183,6	205,02

(décrue), dans le tableau suivant :

**Tableau III. 35:** débits fréquents pour construction de l'hydrogramme de crue, (décrue).

Temps(h)	7	8	9	10	11	12
<b>Q 0.1%</b>	26,51	19,16	13,31	8,79	5,44	3,06
<b>Q 1%</b>	17,21	12,44	8,64	5,71	3,53	1,98
<b>Q 2%</b>	16,52	11,94	8,29	5,48	3,38	1,91
<b>Q 5%</b>	15,57	11,25	7,82	5,17	3,19	1,80
<b>Q 10%</b>	14,73	10,65	7,4	4,88	3,02	1,71

L'hydrogramme de crue présentée dans la Figure III.13:



**Figure III. 13:** hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

### III.9 Estimation de la crue de projet :

La crue de projet est définie comme la crue ayant la fréquence la moins élevée qui peut se produire dans la retenue. En d'autres termes, il s'agit du niveau maximal de montée des eaux que l'ouvrage doit être en mesure de gérer, en tenant compte d'une probabilité spécifique. Cette donnée est essentielle pour déterminer la hauteur du barrage et pour concevoir l'évacuateur de crues, en prenant en considération la capacité de l'ouvrage à modérer l'impact de cette crue. Il est courant de prendre en compte la crue de projet en se basant sur le débit maximal en un point précis, bien que ce ne soit pas systématiquement la pire situation pour concevoir l'évacuateur de crues. En réalité, une crue moins intense mais plus étendue dans le temps pourrait représenter un défi plus important. La période de retour recommandée pour cette crue se situe généralement entre 100 et 1000 ans.

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'évaluation de la crue de projet dépend non seulement des paramètres hydrologiques impactant le projet et de son coût, mais elle est également conditionnée par la menace potentielle que représente la rupture du barrage pour la vie des individus et les conséquences économiques qui découleraient d'une telle rupture.

Il convient de rappeler que la détermination de la crue de projet peut être abordée de deux manières distinctes :

- L'approche déterministe, qui repose sur des données d'observation et l'analyse de l'historique.
- L'approche probabiliste, qui s'appuie sur des méthodes statistiques pour évaluer les probabilités associées.
- La précision dans la relation entre le débit et la fréquence repose principalement sur les facteurs suivants :
  - la qualité et la quantité des données.
  - la précision.
  - la bonne estimation .

En d'autres termes, il s'agit de trouver le juste équilibre entre les coûts de construction et les risques encourus en aval. Dans ce contexte, il est judicieux de se référer aux directives émises par le comité national australien des grands barrages.

De nombreuses recommandations pour la sélection de la crue de projet sont disponibles, y compris :

- Les directives du Comité national australien des grands barrages (CNAGB).
- Les recommandations du C.T.G.R.E.F.
- Diverses méthodes peuvent être utilisées pour estimer la crue de projet, notamment :
- La méthode GRADEX, basée sur le gradient exponentiel.
- La méthode PMP-PMF, qui prend en compte les données de pluie maximum probable et de débits maximums probables.

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

**Tableau III. 36 :** Catégories des dommages résultant des crues.

<b>Dommages élevés</b>	<b>Dommages importants</b>	<b>Dommages faibles</b>
<p>L'éventualité de pertes de vies en raison de la densité de population ou d'autres activités en aval est envisagée.</p> <p>Bien qu'aucune perte de vie ne soit anticipée, il demeure une possibilité à prendre en compte.</p> <p>Dans le cas où il n'y aurait pas de développement urbain significatif et qu'il y aurait un nombre limité de bâtiments en aval, le risque de pertes de vies est inexistant.</p>	<p>Bien que nous ne prévoyions pas de pertes de vies, il demeure une possibilité à considérer. De plus, en l'absence de développement urbain significatif et avec un nombre restreint de bâtiments en aval, le risque de pertes humaines est minime.</p>	<p>Pas de pertes de vies envisagées.</p>
<p>D'importantes pertes économiques sont à anticiper, notamment des dommages aux entreprises industrielles, commerciales, agricoles, aux édifices publics et aux zones résidentielles, ainsi que des impacts sur le barrage lui-même et d'autres réservoirs en aval.</p> <p>Des pertes économiques significatives sont à prévoir, incluant des dommages aux édifices publics</p>	<p>Pertes économiques appréciables.</p> <p>Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.</p>	

ainsi qu'aux autres réservoirs en aval. En revanche, les pertes économiques seront limitées, touchant principalement les bâtiments agricoles, les terres, et les voies d'accès locales.		
ainsi qu'aux autres réservoirs en aval. En revanche, les pertes économiques seront limitées, touchant principalement les bâtiments agricoles, les terres, et les voies d'accès locales.	ainsi qu'aux autres réservoirs en aval. En revanche, les pertes économiques seront limitées, touchant principalement les bâtiments agricoles, les terres, et les voies d'accès locales.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau III. 37: Crues de projet recommandées.

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/1000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/1000 à 1/100

(Mémoire ENSH.5-0026-73)

Alors le débit de crue de projet pour un période de retour de 1000 ans, d’oued el Malleh beni Slimane est de 368,87 m<sup>3</sup>/s.

### III.10 Laminage de crue :

Le processus de laminage des crues a pour objectif de réduire les dimensions et les coûts des ouvrages d'évacuation tout en préservant la sécurité de l'aménagement. Cette approche optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et permet un déversement contrôlé et progressif en fonction du débit d'entrée de la crue.

En d'autres termes, lorsqu'une crue survient, le laminage régule de manière maîtrisée le débit d'eau évacué de la retenue, évitant ainsi un écoulement à un débit élevé potentiellement dangereux. En ajustant le débit de déversement en fonction de l'intensité de la crue, on prévient les débordements et les dommages tout en optimisant l'utilisation.

### III.10.1 La méthode de STEP by STEP :

#### III.10.1.1 Données de base :

- Niveau normal de la retenue (NNR).
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe capacité- hauteur.

#### Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps  $\Delta t$  à chaque instant  $t$ , on détermine les paramètres suivants :

- Débit de crue à partir de l'Hydrogramme de crue
- Volume d'eau entrant pendant le temps  $\Delta t$  :

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \quad \text{III. 49}$$

- La cote du plan d'eau ;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant  $t$  et le niveau normale de la retenue (NNR).
- Le débit sortant :

$$Q_{sortie} = m b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad \text{III. 50}$$

Où :

- $m$  : Coefficient de débit;  $b$  : Largeur de déversoir;
- $h$  : Hauteur d'eau sur le déversoir.
- $\Delta t$  : pas de temps.

$$V_{sort} = Q_{sort} \cdot \Delta t \quad \text{III. 51}$$

Le volume dans la retenue :

$$(V_{Retenue})_i = (V_{Retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort}) \quad \text{III. 52}$$

**Tableau III. 38 :** les différents débits laminés et le volume stocké.pour B=30m.

pas	Temps	Qe1 [m3/s]	Qe2 [m3/s]	Volume Entrant [Mm3]	qs1 [m3/s]	qs2 [m3/s]	Volume Sortant [Mm3]	Volume stocké à la fin de l'intervall e[Mm3]	Volume stocké total à la fin de l'intervall e[Mm3]	niveau d'eau
1	0_1	0	35,05	1,877	0	57,573	0,1036	1,773	1,77	350,2
2	1_2	35,05	85,46	1,435	57,573	38,486	0,1729	1,262	3,04	350,70
3	2_3	85,46	165,17	2,555	38,486	91,434	0,2339	2,321	5,36	351,25
4	3_4	165,17	220,22	3,205	91,434	128,459	0,3958	2,809	8,17	351,57
5	4_5	220,22	275,27	4,223	128,459	194,292	0,5810	3,642	11,81	352,07
6	5_6	275,27	320,2	5,225	194,292	279,48	0,8133	4,412	16,22	352,56
7	6_7	320,2	26,51	6,475	279,48	78,200	0,6043	5,871	22,09	353,18
8	7_8	26,51	19,16	3,204	78,200	35,450	0,2046	2,999	25,09	351,57
9	8_9	19,16	13,31	2,006	35,450	32,500	0,1223	1,884	26,97	350,98
10	9_10	13,31	8,79	1,742	32,500	28,700	0,1102	1,632	28,61	350,85
11	10_11	8,79	5,44	0,788	28,700	18,610	0,0852	0,703	29,31	350,39
12	11_12	5,44	3,06	0,869	18,610	15,500	0,0614	0,808	30,12	350,43
13	12_13	3,06	3,06	0,932	15,500	12,450	0,0503	0,882	31,00	350,46

Les résultats de laminage de crue pour un déversoir de largeur b=30mètres dans le tableau suivant :

**Tableau III. 39:** Volume et débit déversant.

Cote(m)	Hd(m)	Q(m³/s)	1/2Q	V(Mm³)	V+1/2Q
			T(m³)		T(m³)
<b>NNR=715</b>	0	0	0	85,8	85,8
715,5	0,5	38,5	0,012997013	88,7	88,71
716	1,0	57,57	0,657685079	90,4	91,05
716,5	1,5	100,43	0,754688664	93,13	93,88
717	2,5	194,45	0,938925652	95,56	96,46

717,5	2,87	279,48	1,996753201	98,90	100,89
-------	------	--------	-------------	-------	--------

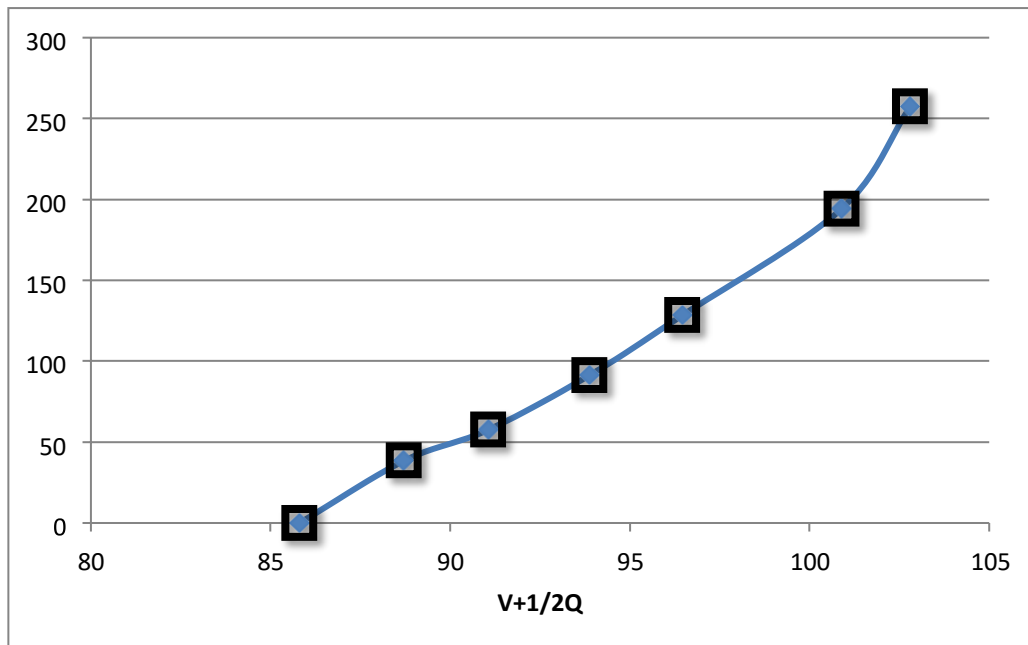


Figure III. 14: Courbe des débits déversant.

### III.11 Etude d'optimisation :

L'étude d'optimisation a pour objectif de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondant à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

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

#### III.11.1 La revanche :

Plusieurs formules pour le calcul de la revanche :

- ✓ Formule de Stevenson :

$$H = 0,75 + 0,34 \times F^{0.5} - 0,26 \times F^{0.25} \quad \text{III. 53}$$

$$R = H + V^2/2 \quad \text{III. 54}$$

- V : vitesse de propagation des vagues (m/s).
- F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F=3,15)

- ✓ Formule de Mallet-Pacquant :

$$H = 0,5 + 0,33 F^{0.5} \quad \text{III. 55}$$



$$V = 1,5 + 2H \text{ III. 56}$$

Avec :

- H : hauteur des vagues (m).
- V : La vitesse de propagation des vagues (m/s).

✓ Formule de Molitor:

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U \cdot F} - 0.27 F^{0.25} \text{ III. 57}$$

Avec :

- U : Vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=3,5 Km/h.

✓ Formule de simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \times F^{0,5} \text{ III. 58}$$

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

**Tableau III. 40** : Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues.

Formules	H(m)	V(m/s)	R(m)
<b>Formule de Stevenson</b>	1,05	3,6	1,45
<b>Formule de Mallet-Pacquant</b>	1,08	3,67	1,77
<b>Formule de Molitor:</b>	1,02	3,62	1,35
<b>Formule de simplifiée</b>	/	/	1,53

On prend une valeur qui est la valeur le plus proche de la moyenne. Donc R=1,53

### III.11.2 Calcul de la hauteur de barrage :

La hauteur du barrage est donné par :

$$H_b = NNR - C_f + h_d + R + t \text{ III. 59}$$

Avec :

- NNR : niveau de la retenue normale.
- C<sub>f</sub> : cote du fond.
- h<sub>d</sub> : hauteur déversées.
- R : la revanche en (m).
- T<sub>t</sub> : Tassement en (m).

On admet une valeur de  $t = 0,6$  mètre pour le tassement du barrage, le Tableau III.44 nous donne les résultats du calcul.

**Tableau III. 41 :** Résultat de calcul de la hauteur de la retenue.

Largeur (m)	Hd (m)	Hb(m)
30	2,87	62,00
40	2,16	61,69
50	1,9	61,43
60	1,5	61,03

### III.11.3 La largeur en crête :

On doit calculer la largeur en crête pour les formules suivantes :

✚ Formules de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \times \sqrt{Hb} \quad \text{III. 60}$$

✚ Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \times \sqrt{Hb}) + 1 \quad \text{III. 61}$$

✚ Formule SIMPLIFIÉE :

$$b_{cr} = 3,60 \times \sqrt[3]{Hb} - 3 \quad \text{III. 62}$$

**Tableau III. 42:** Résultat de calcul de la largeur en crête.

B(m)	Hd (m)	Hb(m)	Largeur en crête bcr (m)		
			Formules		
			KNAPPEN	F-PREECE	Simplifiée
30	2,87	62,00	13,64	10,09	11,72
40	2,16	61,69	13,57	10,05	11,67
50	1,9	61,43	13,54	10,03	11,65
60	1,5	61,03	13,51	10,00	11,62

On obtient une largeur de crête de : **bcr= 10 m.**

### III.11.4 Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$VB = \sum Vi$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \quad \text{III. 63}$$

Avec :

- $V_i$  : le volume du barrage à la cote  $i$ .
- $S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe.

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \quad \text{III. 64}$$

- $B_i$  : Largeur de base

$$H_i = NNR - Cf + R + H + t \quad \text{III. 65}$$

- $m_1, m_2$  : Les fruits des talus.
- $b$  : Largeur en crête (m).
- $H_i$  : Hauteur de la tranche au point .
- $R$  : Revanche en (m).
- $t$  : Tassement en (m).
- $H$  : la charge déversant.

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA. A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par-là, on peut calculer les volumes de ladigue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci- après.

**Tableau III. 43 : Le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir.**

B(m)	H <sub>b</sub> (m)	Volume Béton (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
30	62,00	543246,22	217298488
40	61,69	536794,23	214717692
50	61,43	532232,30	212892920
60	61,03	525673,80	210269520

### III.12 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crue :

#### III.12.1 Le Coût du déversoir :

Nous allons considérer l'utilisation d'un déversoir de type "Creager", qui présente l'avantage de mieux s'adapter à la lame d'eau, empêchant ainsi son détachement et minimisant les contraintes exercées sur la paroi. Ce déversoir sera réalisé en utilisant du béton armé.



du déversoir pour la charge déversée. Ce profil est généralement obtenu en utilisant une équation qui décrit la relation entre la hauteur de l'eau au-dessus du déversoir (charge déversée) et la largeur de la section transversale du déversoir. L'expression de cette équation dépend du type de déversoir et des conditions spécifiques de l'écoulement. Du déversoir.

$$Y = 0,47 \left(\frac{X}{H}\right)^{1,85} \quad \text{III. 66}$$

Avec :

- H : charge sur le seuil en (m).
- Y : ordonné du profil en (m).
- X : abscisse du profil en (m).

Le volume de déversoir sera donc :

$$V = S \times b \quad \text{III. 67}$$

Avec :

- S: Section transversale (m<sup>2</sup>).
- b: Largeur de déversoir (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversée (b) qui correspondent aux différentes charges déversée (h). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir.

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à **25000DA**.

Le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau III. 44 :** Résultats de calcul de cout du déversoir pour différentes largeur déversantes.

B(m)	Hd (m)	S (m <sup>2</sup> )	Vbéton (m <sup>3</sup> )	Cout (DA)
30	2,87	86,1	255,107	6377675
40	2,16	86,4	380,532	9513300
50	1,9	95	745,339	18633475
60	1,5	90	1140,20	28505000

### III.12.2 Cout du coursier :

Le volume de béton nécessaire pour la construction du canal est calculé par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{coursier}} \quad \text{III. 68}$$

$$B_{\text{coursier}} = (Q)^{0,4} \quad \text{III. 69}$$

Tableau III. 45 : Résultats de calcul de cout de coursier.

B(m)	H(m)	Q (m³/s)	Hb(m)	Bcoursier(m)	Volume Béton (m³)	Montant(DA)
30	2,87	279,48	62,00	9,21	2783,25	69581250
40	2,16	238,45	61,69	9,57	2863,34	71583500
50	1,9	198,34	61,43	9,68	3292,22	82305500
60	1,5	188,42	61,03	9,75	3320,14	83003500

### III.12.3 Coût totale du barrage :

Le cout total de barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau III. 46: Le coût de total du barrage.

B (m)	Hdev (m)	Cout de ladigue (DA)	Cout de déversoir (DA)	Cout de coursier (DA)	Cout total(DA)
30	2,87	210269520	6377675	69581250	286228445
40	2,16	212892920	9513300	71583500	293989720
50	1,9	214717692	18633475	82305500	315656667
60	1,5	217298488	28505000	83003500	328806988

Le coût total du barrage représenté dans la figure (III.15) :

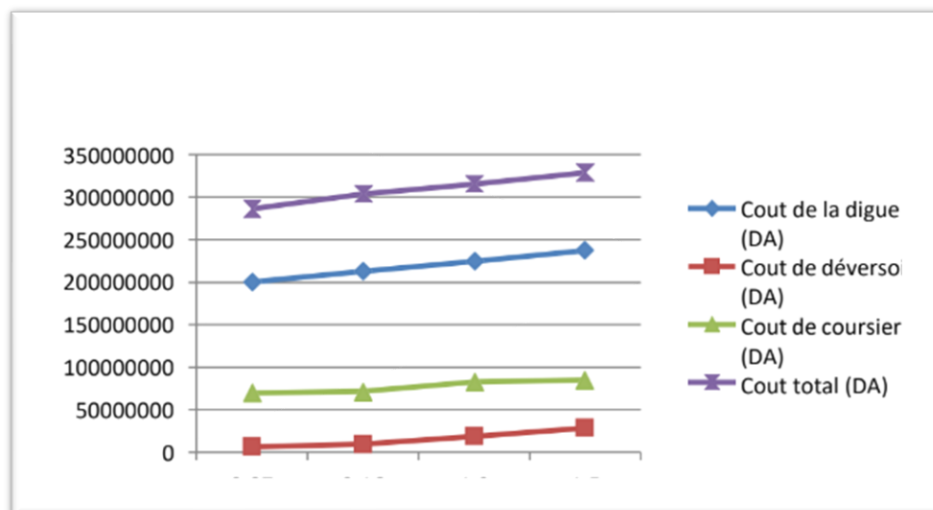


Figure III. 15 : Courbe d'optimisation.

Selon la courbe d'optimisation illustrée dans la figure III.15, la largeur optimale du déversoir, conduisant à un coût minimal, est de  $b = 30$  m. Par conséquent, la hauteur du barrage correspondante est  $H_b = 62$  m.

Les résultats de l'étude de laminage de crue ont été synthétisés dans le tableau ci-dessous, présentant les caractéristiques du barrage.

**Tableau III. 47** : Les caractéristiques de barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
La hauteur de barrage	m	62
Revanche	m	1.53
Tassement	m	0,5
Côte de niveau normale (NNR ▼)	m	715
Côte des plus hautes eaux (NPHE ▼)	m	717,5
Largeur de déversoir	m	30
La charge déversant	m	2,87
Le débit évacué	m <sup>3</sup> /s	279,48

### Conclusion :

À la conclusion de ce chapitre, tous les éléments hydrologiques fondamentaux nécessaires à la conception de notre structure ont été définis, incluant les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant, ainsi que les spécifications du futur barrage.

# Chapitre IV :

Etude des variantes de  
la digue



## Introduction :

Le choix du type de barrage dépend des spécificités locales, notamment du type de sol sur lequel il sera construit, de la configuration de la vallée, des défis liés au transport des matériaux et à l'approvisionnement, ainsi que des considérations économiques liées à l'extraction des matériaux de construction à partir de leurs zones d'emprunt.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

En parallèle de la prospection des sites, il est nécessaire d'envisager les divers types d'ouvrages possibles, en tenant compte des conditions et contraintes spécifiques à chaque localité.

On peut diviser les types de barrages en deux catégories :

- ✚ Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions) ;

Les barrages rigides, en béton ; leur capacité de déformation est relativement faible.

### IV.1 Le choix du site du barrage :

Le choix de l'axe du barrage est déterminé par des conditions liées aux critères économiques, à la sécurité et à la facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, le choix de l'axe prend également en compte la géologie et l'hydrologie.

En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- ✚ Il est préférable que la projection de l'axe soit autant que possible perpendiculaire à la direction du cours d'eau.
- ✚ La projection de l'axe doit prendre en considération l'emplacement des ouvrages annexes de l'aménagement.
- ✚ L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

### IV.2 Choix du type de barrage :

Les éléments essentiels à prendre en compte lors de la sélection du type de barrage incluent :

#### 1) La topographie du site

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

#### 2) La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

### **3) Les conditions géologiques et géotechniques**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

### **4) Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site et du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

## **IV.3 Les variantes à choisir :**

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

- Variante 1 : Digue en terre homogène ;
- Variante 2 : Digue en enrochement avec masque en béton ;
- Variante 3 : Digue zonée à noyau d'argile.

### **IV.3.1 Sections types du barrage des variantes proposées :**

#### **a) Variante 1 : Digue en terre homogène**

Dans ce type de barrage on utilise des matériaux de remblai souvent présents in-situ. À l'exception du matériau utilisé pour protéger les talus, il est constitué d'un seul type de matériau qui doit présenter une imperméabilité suffisante pour empêcher la pénétration de l'eau.

En effet, avec ce profil homogène, des suintements peuvent apparaître sur les talus aval si le réservoir reste plein pendant une période prolongée. La profondeur de l'apparition de ces suintements est liée à la pente du talus aval et à la perméabilité du matériau utilisé.

En l'absence de précautions particulières telles que le drainage, les infiltrations se manifestent généralement en dessous d'un tiers de la hauteur normale du réservoir sur le talus aval. Pour remédier à cela, le profil totalement homogène a été abandonné au profit de profils homogènes dans lesquels de petites quantités de matériaux filtrants très perméables sont

ajoutées à l'aval afin de contrôler les infiltrations à travers le barrage.

Ces matériaux perméables sont disposés soit au pied du talus, soit sous forme de tapis filtrant.

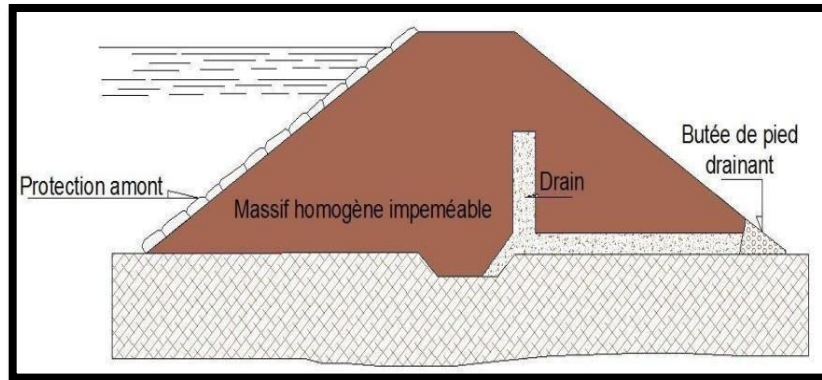


Figure IV. 1 : Coupe type d'un barrage en terre homogène.

**b) Variante 2 : Digue en enrochement avec masque en béton :**

La mise en place d'un noyau étanche peut poser des défis, notamment en raison du manque de matériaux appropriés et des difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre. Une solution envisageable consiste à utiliser un masque en béton, une paroi étanche appliquée sur le talus amont du barrage. Bien que cette approche présente l'avantage d'une facilité de réparation, elle demeure plus exposée aux agressions extérieures telles que les contraintes mécaniques, thermiques et abrasives.

Ce type de masque, qui est parmi les plus anciens, est aujourd'hui largement délaissé en raison de sa rigidité, peu adaptée aux déformations du massif support. Généralement constitué de dalles préfabriquées ou coulées sur site, il intègre des joints de dilatation pour atténuer les effets des déformations du béton.

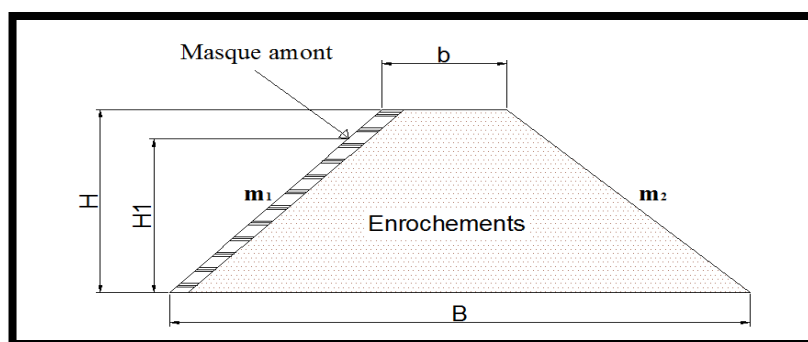


Figure IV. 2 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque.

**c) Variante 3 : Digue zonée à noyau d'argile :**

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à

cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires. L'épaisseur du noyau dépend (Le Delliou 2003) de :

- ✓ La largeur minimale en crête pour le passage des engins.
- ✓ La disponibilité des terres imperméables.
- ✓ Le gradient hydraulique en contact avec la fondation.

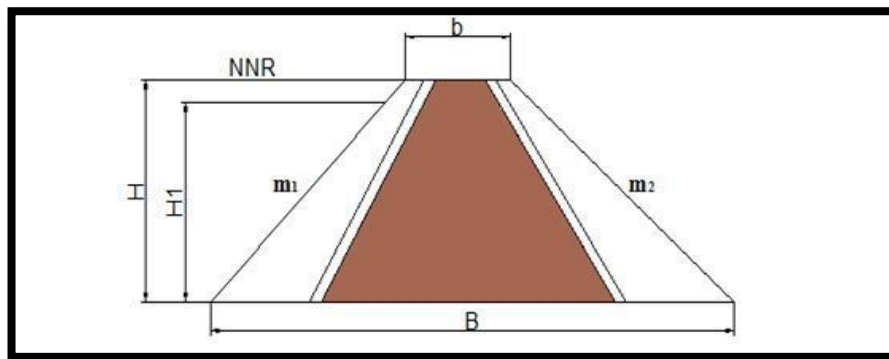


Figure IV. 3 : Coupe transversal d'une digue zonée.

#### IV.4 Définition de profil général du barrage

##### IV.4.1 Hauteur de la retenue :

###### a) Calcul de la revanche :

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation :

$$R=1,53m$$

###### b) Calcul du tassement :

Nous avons estimé le tassement de l'ordre (1 à 3) % de la hauteur de l'ouvrage

$$T= (0,01 -0,03) \times Hb \text{ IV.1}$$

$$T=0,011 \times 62=0,6m$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$Hb = 62 m$$

###### c) Largeur en crête :

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

$$Bcr = 10m$$

**d) La longueur en crête :**

La longueur de crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L_{cr} = 297 \text{ m}$$

**a) Choix des pentes des talus :**

La stabilité statique des talus dépend de la pente qui doit être soigneusement calculée. En d'autres termes, la fixation des talus repose sur les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour déterminer la pente des parements, on choisit généralement des inclinaisons qui semblent optimales en fonction des caractéristiques des matériaux, puis on procède à une vérification ultérieure à l'aide de calculs de stabilité. La configuration des talus est déterminée en fonction du type et de la hauteur du barrage, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 1 :** valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5 < H < 10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10 < H < 20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus pour les barrages en terre en fonction de la hauteur et de type de barrage. Nous choisissons les pentes.

**IV.5 Digue en terre homogène :****IV.5.1 Pentes des talus :**

Fruits de talus d'après le tableau IV.1 :

❖ Parement amont  $m_1 = 3$ .

❖ Parement aval  $m_2 = 3$ .

**IV.5.2 Protection des talus :****A. Talus amont (Rip-rap)**

Pour le talus amont, le phénomène de renard provoquant la résurgence des eaux de saturation.

En tout état de cause, la protection de ces talus est en fait indispensable, pour remédier à ces vagues et ces actions atmosphériques on peut utiliser les revêtements en pierres ou béton armé.

Dans notre cas, la protection en pierre est la plus indiquée de point de vue économique, et de sa souplesse élevée qui lui permet de garder ses propriétés de protection même s'il y'a un tassement du corps du barrage.

➤ **Détermination de l'épaisseur de la protection**

L'épaisseur de l'enrochement est en fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues.

✓ **Première méthode :**

$$e=C.V^2$$

**IV.2**

Avec :

- e : épaisseur de l'enrochement en m ;
- V : vitesse de propagation des vagues m/s ;  $V_{moy}=3,5$  (m/s) ;
- C : coefficient qui dépend des pentes des talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement.

La vitesse et la hauteur des vagues a été calculée lors du calcul de la revanche, les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 2 :** Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues.

<b>Formules</b>	<b>Hv(m)</b>	<b>V(m/s)</b>
<b>Stevenson</b>	1,05	3,6
<b>Mallet-Pacquant</b>	1,08	3,67
<b>Molitor</b>	1,02	3,62
<b>Moyenne</b>	1,05	3,63

Les valeurs de fonction du poids spécifique "C" sont déterminées d'après le tableau suivant :

**Tableau IV. 3 :** Valeurs de "C" en fonction du poids spécifique.

<b>Pentes des talus</b>	<b>Valeur de C : en fonction du poids spécifique (sans unité)</b>

	$\gamma = 2,5$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1 :3	0,028	0,025	0,023

On a 2.3 (t/m<sup>3</sup>) Donc on prend la valeur la plus proches dans le tableau : =2.5 (t/m<sup>3</sup>). Donc, on adopte : C =0.028.

**AN** :  $e = 0.028 * 3,5^2 \longrightarrow e = 0,34m.$

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

$$W = 0,52 * \gamma P * e^3 \qquad \text{IV.3}$$

$$W = 0,0471 \text{ t}$$

$$W = 47,1 \text{ kg}$$

**✚ Deuxième méthode :**

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

**Tableau IV. 4 :** Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	D <sub>50min</sub> (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

**Remarque :** Pour notre cas, Hmoy=1,05 (m)

D'Après le tableau **e= 0.40 (m) et Dmin= 0.20 m**

Après comparaison des résultats obtenus par les méthodes citées antérieurement nous optons pour une épaisseur  $e_{min} = 0,40m$  et un diamètre de 50% des blocs  $D_{50min} = 0,20m$ .

- **Talus aval :**

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possibilité d'avoir l'érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,15 et 1,5 m est très commune.

La solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de Rip-rap d'une épaisseur de 30 cm par contre dans notre travail nous allons éviter d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut atteindre à des glissements d'argile.

### IV.5.3 Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage

#### IV.5.3.1 Le drain du tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace.

L'avantage du drain tapis et sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,2 m.

#### ➤ La longueur

$$L_d = \frac{l_b}{3} \quad \text{IV.4}$$

Avec :

- $L_b$  : longueur transversale de la retenue

$$L_b = 279 \text{ m}$$

Donc :

$$L_d = 93 \text{ m}$$



### IV.5.3.2 Dimensionnement du drain vertical

La drain vertical, placé au centre du barrage. La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1m.

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

$$N_{dr} = 717,5 \text{ m NGA}$$

### IV.5.3.3 Dimensionnement du prisme aval

#### + Hauteur

$$HP = (0,15 \div 0,2) H_b \quad \text{IV.5}$$

- $H_b$  : hauteur du barrage

$$HP = 0,18 \times H_b = 0,18 \times 62 = 11,16 \text{ m}$$

$$HP = 11 \text{ m}$$

#### + Largeur en crête

$$b_p = (0,25 \div 0,33) HP \quad \text{IV.6}$$

$$b_p = 2,5 \text{ m}$$

Pour les fruits de talus on prend  
 $m_1 = 3$   $m_2 = 3$

#### + Largeur en base de prisme

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) HP \quad \text{IV.7}$$

$$B_p = 2,5 + (3+3) \times 11 = 63 \text{ m}$$

$$B_p = 63 \text{ m}$$

## IV.6 Digue zonée à noyau d'argile

### IV.6.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

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

### IV.6.2. Protection des talus

#### A. Talus amont

##### ✓ Tennessee Valley Authority (TVA)

A partir du tableau IV.02 pour  $\gamma_p = 2,5 \text{ t/m}^3$  et  $m=3$ , Donc, on adopte :  $C = 0.028$ .

$$\underline{AN} : e = 0.028 * 3,5^2 \longrightarrow e = 0,34\text{m.}$$

50% de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé :  
**W= 47,1 kg**

##### ✓ US ARMY corps of Engineers

La hauteur des vagues  $H_v$  est égale à 1,05 m à partir du tableau VI.03 nous trouvons :

$$e_{\min} = 0,40 \text{ m} \quad D_{50 \min} = 0,20 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'encrochement  $e = 0,40 \text{ m}$  et un diamètre de 50% des blocs  $D_{50} = 0,20\text{m}$ .

### IV.6.3 Noyau

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

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

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

#### a. Largeur en crête

$$L_{cr} = (1/17 \div 1/3) H_b \quad \text{IV.8}$$

$$L_{cr} = 11 \text{ m}$$

#### b. Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \quad \text{IV.9}$$

$$H_n = 61 \text{ m}$$

**c. Largeur à la base du noyau**

Elle est déterminée suivant la condition :

$$I = \Delta H / b_{\text{noy}} \leq I_{\text{adm}} \quad \text{IV.10}$$

- $I_{\text{adm}}$ : Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.
- $B_{\text{noy}}$ : Largeur moyenne du noyau.
- $\Delta H$ : La différence de charge d'eau

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

**Tableau IV. 5 :** Classe de barrage en terre en fonction de type de fondation (Tchoughev 1975).

Type de sol	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70 ÷ 100	25 ÷ 70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35 ÷ 75	15 ÷ 35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25 ÷ 50	15 ÷ 25	<15

**Tableau IV. 6:** Valeur de  $I_{\text{adm}}$  en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II<sup>ème</sup> classe. Alors, on prend  $I_{\text{adm}}=1.5$

$$I = \Delta H / b_{\text{noy}} = (H1-H2) / b_{\text{noy}} \leq I_{\text{adm}}$$

- $H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval ( $H_2=0$ ).
- $H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont ( $H_1=58$  m).

$$B_{noy} > \frac{H_1}{i_{adm}} = 39 \text{ m} \quad \text{IV.11}$$

La largeur à la base du noyau peut être calculée par une deuxième méthode La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \times H_{noy} \quad \text{IV.12}$$

$$B_{max} = (0,8 \div 1,2) H_b \quad \text{IV.13}$$

Avec :  $0,15 \leq C \leq 0,3$        $C = 0,25$

Alors :

➤  $B_{min} = 23,1 \text{ m}$

➤  $B_{max} = 55,52 \text{ m}$

Nous prenons :  $B_{noy} = 55 \text{ m}$

d. Pente des talus

$$m_1 - m_2 = \frac{B_{noy} - B_{noycret}}{2H_n} \quad \text{IV.14}$$

On prend :  $m_1=m_2 = 0,3$

**Tableau IV. 7 :** Caractéristiques du noyau.

<b>Caractéristiques du noyau</b>	
Largeur en crête(m)	21
Hauteur du noyau(m)	61
Largeur à la base du noyau(m)	55
Pente des talus	0,3

**IV.6.4 La clé d’étanchéité**

La clé d’étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu’à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l’assiette) soit 0,3m. La pente des talus de la clé d’étanchéité est de  $m=1,0m$ .

**IV.6.5 Calcul du drain tapis**

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d’utiliser des épaisseurs minimales de  $e=1,2$ . Sa longueur est déterminée par la formule (IV.4) :  **$L_d=93m$**

**IV.7 Digue en enrochement à masque en béton**

**IV.7.1 Pentes des talus**

Fruits des talus d’après le tableau IV.01

- ❖ Parement amont  $m_1 = 3$ .
- ❖ Parement aval  $m_2 = 2,5$ .

**IV.7.2 Epaisseur du masque en béton**

L’épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de Materon :

$$e=0,3+0,002 \times H_b \quad \text{IV.15}$$

$$e=0,438m$$

**On prend :  $e=0,5m$**

**IV.8 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes**

A partir du profil longitudinal de l’axe du barrage, on calcule les volumes total du barrage par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum V_i \quad \text{IV.16}$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L \quad \text{IV.17}$$

- $V_i$  : volume de la digue à la coupe « i »
- $S_i$  : surface de la digue à la coupe « i »
- $L$  : Distance horizontale séparant deux sections successives  $S_i$  et  $S_{i+1}$

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \times H_i \quad \text{IV.18}$$

Avec :

- $B_i$  : Largeur de la base
- $b$  : Largeur en crête du

barrage

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \quad \text{IV.19}$$

Avec :

- $qm_1$  et  $m_2$  ; fruits de talus amont et aval respectivement.
- $H_i$  : Hauteur du tranche au point  $i$ , donnée par :P

$$H_i = NNR - Cf + R + Hd + t \quad \text{IV.20}$$

### IV.8.1 Digue en terre homogène

#### a. Recharges

Tableau IV. 8 : Volume des charges pour la variante digue en terre homogène.

Coup N°	$H_i$ (m)	$B_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_m$ (m <sup>3</sup> )	$L_i$ (m)	$V_i$ (m <sup>3</sup> )	$V_T$ (m <sup>3</sup> )
1	0	20,66	0	0	0	0	187745,92
2	57,45	336,79	10272,35	352,62	74	10819,98	
3	60,43	364,185	12017,93	533,23	74	42722,3	
4	62,00	431,52	14689,89	1040,53	74	78940,50	
5	60,33	352,63	11265,12	956,2	74	43622,92	
6	0	20,66	0	422,24	74	11640,22	

#### b. Protection du talus amont et aval





$$B_{\text{basse}} = b_{\text{cr}} + (m_1 + m_2) H_b$$

IV.21



Bp=426,4 m

**Volume totale du Rip-Rap**

$$S_{\text{Rip-Rap}} = \frac{\sqrt{(B_{\text{base}} - b)^2 + H^2}}{4} \times L_{\text{cr}} \quad \text{IV.22}$$

En amont  $V_{\text{rip-rap}} = S_{\text{Rip-Rap}} \times e_{\text{min}} \quad \text{IV.23}$

En aval  $V_{\text{rip-rap}} = S_{\text{Rip-Rap}} \times e_{\text{pierre}} \quad \text{IV.24}$

Avec :

- $S_{\text{Rip-Rap}}$  : Surface totale du Rip-Rap (m<sup>2</sup>)
- $L_{\text{cr}}$  : largeur en crête du barrage (m)
- $e_{\text{min}}$  : Epaisseur de l'encrochement au côté amont  $e_{\text{min}} = 0,5$
- $e_{\text{pierre}}$  : Epaisseur des pierres au côté aval  $e_{\text{pierre}} = 0,15$

Donc :  $S_{\text{Rip-Rap}} = 65180,36 \text{ m}^2$

En amont :  $V_{\text{rip-rap}} = 26072,093 \text{ m}^3$

En aval :  $V_{\text{rip-rap}} = 9777,035 \text{ m}^3$

Le volume totale est donc :  $V_{\text{rip-rap total}} = 35849,128 \text{ m}^3$

**c. Volume des drains**

➤ **Volume de prisme en aval :**

On sait que :

La hauteur :  $H_p = 11 \text{ m}$

La largeur en crete :  $b_p = 2,5 \text{ m}$

La largeur a la base :  $B_p = 63 \text{ m}$

Le fruit de talus amont et aval :  $m_{p1} = 3$  et  $m_{p2} = 3$

**Tableau IV. 9 :** Volume des charges pour la variante digue en terre.

Coup N°	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>m</sub> (m <sup>3</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>T</sub> (m <sup>3</sup> )
1	0	15,2	0	0	0	0	4243,84
2	9,8	20,34	22,9044	13,5423	74	556,88	
3	10,7	46,99	55,2342	23,9830	74	759,44	
4	11	64,23	87,4539	79,1743	74	1127,82	
5	10,4	46,99	55,2342	79,1743	74	1127,82	
6	0	15,2	0	13,4944	74	671,44	

➤ **Volume de drains vertical**

$$V_{\text{drains v}} = L_{\text{cr}} \times e \times H \quad \text{IV.25}$$

$$V_{\text{drains v}} = 279 \times 1 \times 63$$

$$V_{\text{drains v}} = 17577 \text{ m}^3$$

**IV.8.2. Digue en terre zoné**  
**a. Recharge et noyau**

**Tableau IV. 10 :** Volume des charges pour la variante digue en terre zoné.

Cou p N°	Si (m)	Sm (m)	Srecharge (m <sup>2</sup> )	Snoyau (m <sup>2</sup> )	V <sub>m</sub> recharge (m <sup>3</sup> )	V <sub>m</sub> noyau (m <sup>3</sup> )	V <sub>T</sub> recharge (m <sup>3</sup> )	V <sub>T</sub> noyau (m <sup>3</sup> )
1	0	0	0	0	0	0	111578, 2	12071,3 1
2	566,94	120,88 3	153,55	110,55	2445,88	643,55		
3	834,71	459,74	734,25 2	642,87	12345,5 5	1630,3 3		
4	1639,9 9	945,77	1345,2 3	1051,2 3	55678,2 2	4532,5 5		
5	734,88	881,24 8	654,22	954,43	33320	4321,4 4		
6	0	353,53	0	256,56	7788,55	943,44		

**b. Protection du talus amont et aval**

Le volume total du Rip-Rap est le même que dans une digue en terre homogène :

$$V_{\text{rip-rap total}} = 35849,128 \text{m}^3$$

**IV.8.3 Digue en enrochement a masque en béton**  
**a. Volume du masque en béton**

Il est exprimé par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times e \quad \text{IV.26}$$

$$S_{\text{béton}} = \frac{\sqrt{(B_{\text{base}} - b)^2 + Hb^2}}{4} \times L_c \quad \text{IV.27}$$

Avec :

- $S_{\text{béton}}$  : Surface totale du masque en béton (m<sup>2</sup>)
- $L_{\text{cr}}$  : Largeur en crête du barrage(m)
- $e$  : Epaisseur du masque en béton  $e=0,5\text{m}$

AN :

$$S_{\text{béton}} = 8213,43 \text{m}^2$$

$$V_{\text{béton}} = 3654,76 \text{m}^3$$

**b. Recharges**

Le volume des recharges est le même pour une digue en terre homogène :

$$V_{\text{recharges}} = 59877,45 \text{m}^3$$

Tableau IV. 11: Cout de différentes variantes de la digue.

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unité (DA)	Cout (DA)	Total (DA)
Homogène	Recharges	187745,92	500	93872960	141135754
	Rip-Rap	35849,128	1200	43018954	
	Filtres et Drains	4243,84	1000	4243840	
Zoné	Recharges	111578,2	500	55789100	123627840
	Noyau	12071,31	600	7242786	
	Rip-Rap	35849,128	1200	43018954	
	Filtres et Drains	17577	1000	17577000	
Avec masque	Recharges	59877,45	500	29938725	156033925
	Béton	31654,76	20000	156095200	

### Conclusion :

D'après l'estimation du cout des différentes variantes on remarque que les deux types de digues, à noyau d'argile et homogène sont les variantes les plus économiques et on presque le même cout.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, et ceci d'après leurs avantages et leurs inconvénients et d'autres considérations.

Nous pouvons nous orienter vers la deuxième variante digue zonée à noyau d'argile, car elle est un peu plus économique que la digue en terre homogène, en plus de ça d'après les analyses d'investigation de la zone d'empreinte, l'estimation quantitative des argiles n'est pas aussi suffisante pour opter pour une variante d'une digue homogène, pour cela nous allons opter pour une digue zonée avec noyau.

# Chapitre V :

Etude de la variante

retenue

## Introduction

La retenue d'oued El-Malleh va être réalisée en une digue zonée avec noyau d'argile d'une hauteur de 62 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 21m , et les fruits de talus amont et aval sont de 3.

Dans ce présent chapitre nous allons faire une étude détaillée de la digue et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

### V.1 Protection des talus

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

Pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre. L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50% des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

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

Caractéristiques du Rip-Rap	
Ep épaisseur (m)	0,40
D <sub>50</sub> (m)	0,20

#### V.1.1 Dimensionnement des filtres et drains

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

### V.1.1.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

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

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

#### a) Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1992), perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'Armée et le bureau de réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les critères de conception :

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

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

- ✓  $D_{15}(\text{filtre}) \leq 4 * d_{85 \text{ sol}}$
- ✓  $D_{15}(\text{filtre}) \leq 4 * 0,047$      $D_{15}(\text{filtre}) \leq 0,188 \text{ mm}$
- ✓  $D_{15}(\text{filtre}) > 4 * d_{15 \text{ sol}}$
- ✓  $D_{15}(\text{filtre}) > 4 * 0,0012$      $D_{15}(\text{filtre}) > 0,0048 \text{ mm}$
- ✓  $D_{50}(\text{filtre}) < 25 * d_{50 \text{ sol}}$

$$\checkmark D_{50}(\text{filtre}) < 25 * 0,0065 \quad D_{50}(\text{filtre}) \quad \underline{0,1625 \text{ mm}}$$

Avec :

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- ✚ Couches horizontales de sables : 0,15 m
- ✚ Couches horizontales de graviers : 0,30m
- ✚ Couches verticales ou inclinées : 1,00m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0,15m pour la couche du filtre horizontale et 1m pour la couche du filtre inclinée.

#### b) Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard.

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

$$D_5/D_{17} \geq 0,32 (\mu_F)^{1/6} (1 + 0,05\mu_F) (n/1 - n) \quad \text{V. 1}$$

Avec :

- $\mu_F$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.
- $\mu_F = D_{60}/D_{10} = 1,2/0,18 = 6,67$
- $n = n_0 - 0,1 \log(\mu_F)$

**Tableau V. 2 :** Valeurs de D5, D17, n0 et n.

<b>D5(mm)</b>	<b>0,12</b>
<b>D17(mm)</b>	<b>0,27</b>
<b>n0</b>	<b>0,46</b>
<b>N</b>	<b>0,37</b>

Donc :  $D_5/D_{17} \geq 0,34$

Il n'ya pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

#### c) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \mu_F^{1/6}) * K_n \quad \text{V. 2}$$

Avec :

- $K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $1,48.10^{-11}$  m/s
- $K_n$  : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue  $10^{-9}$ m/s

$$(2+\mu^{1/6}).K = 3,37.10^{-9} \text{ m/s} \quad \text{On a } K_F > 1,48.10^{-11} \text{ m/s}$$

Donc : la perméabilité du filtre est suffisante.

## V.1.2 Dispositif d'étanchéité

### V.1.2.1 Le noyau

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration. Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau V. 3 : Caractéristiques du noyau.

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête(m)	11
Hauteur du noyau(m)	61
Largeur à la base du noyau(m)	55
Pente des talus	0,3

### V.1.2.2 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, elle doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable. Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande, car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,3m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est de  $m=1,0$ .

### V.1.3 Bermes

Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissèlement sur les surfaces des talus aval. Les bermes sont 4m de largeur. On prévoit une berme tous les (15-20)m.

### V.1.4 Etude des infiltrations

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont. Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut



toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

#### V.1.4.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- ❖ La zone submergée du corps de la digue.
- ❖ Les pressions interstitielles.
- ❖ Le tracé de la ligne de saturation.
- ❖ Le débit de fuite à travers le corps.

#### V.1.4.2 La ligne de saturation

Il existe plusieurs méthodes de calcul des infiltrations à travers les barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques. Pour le tracé de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

##### ➤ Les hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre :

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- ✓ Le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale.
- ✓ La ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY.
- ✓ Le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{V. 3}$$

Avec :  $Y_0 = (h^2 + d^2)^{1/2} - d$

- $h = H_e$
- $h = 54 \text{ m}$
- $d$  : Largeur en base du noyau diminuée  $0.7b = 22.69$  ( $d = 55.33 \text{ m}$ )

$$Y_0 = 22 \text{ m.}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

L'équation de la parabole s'écrit :  $Y^2 = 483 - 44X$

La parabole coupe le plan d'eau en un point

**Tableau V. 4 :** Les coordonnées de la parabole de KOZENY.

X	Y
55.33	54.03
55	53.9
54	53.5
53	53.08
52	52.66
51	52.24
50	51.82
49	51.39
48	50.96
47	50.53
46	50.09
45	49.64
44	49.19
43	48.75
42	48.30
41	47.82
40	47.38
39	46.90
38	46.44
37	45.96
36	45.48
35	44.99
34	44.50
33	44.00
32	43.50
31	42.99
30	42.47
29	41.95

28	41.42
27	40.89
26	40.35
25	39.80
24	39.24
23	38.68
22	38.12
21	37.52
20	36.93
19	36.33
18	35.72
17	35.10
16	34.47
15	33.82
14	33.17
13	32.50
12	31.81
11	31.11
10	30.40
9	29.66
8	28.91
7	28.14
6	27.35
5	26.53
4	25.69
3	24.82
2	23.92
1	22.98
0	22.00

Le point d'intersection de la face avale du noyau est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$C = \frac{\Delta a}{\Delta a + a} \quad \text{V. 4}$$

$$\Delta a + a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \quad \text{V. 5}$$

- $\alpha$  : C'est l'angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Caza grande on détermine « C ».

$$\alpha = 121^\circ \text{ et } C = 0.35.$$

$$\Delta a + a = 14.53 \quad \text{d'ou :} \quad \Delta a = 5.09 \text{ m. et } a = 9.45 \text{ m.}$$

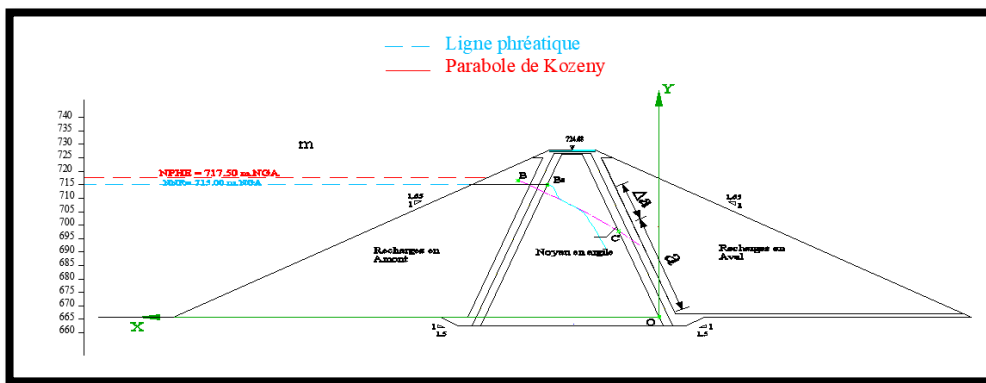


Figure V. 1 : Trace la ligne de saturation.

### V.1.5 Débit d'infiltration à travers le corps du barrage

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \quad \text{V. 6}$$

Avec :

- $q_n$ : débit d'infiltration (m<sup>3</sup> /s/ml).
- $I$ : gradient hydraulique.
- $K$ : Coefficient de perméabilité.
- $A$ : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = dx \, dy$  et  $A = y \cdot I$

Donc :  $q_n = K y \, dx \, dy$  Avec :  $y(dy/dx) = y_0$

D'où :  $q_n = K y_0 \, m^3 \, /s/ml.$

Sachant que :  $K = 1.048 \cdot 10^{-9} \, m/s$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$q = 1,85 \cdot 10^{-9} \, m^3 \, /s$$

Le débit en une année sera :  $Q=q.L = 1,37.10^{-7}m^3 /s$

$$Q_{an} = 4.5 m^3 /an$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

**Conclusion :**

A la conclusion de ce chapitre, nous sommes en mesure de définir les objectifs fondamentaux à savoir la ligne de saturation et le débit à travers le corps.

# Chapitre VI :

Etude de la stabilité  
de la digue

## Introduction

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux tous les forces provoquants le risque d'instabilité ou de rupture de ses talus. En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

### VL1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage)

La stabilité des barrages en terre est généralement effectuée à l'aide de méthodes couramment utilisées pour l'analyse des pentes en mécanique des sols. Parmi les approches les plus fréquemment employées, on trouve les méthodes de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode des coins, ainsi que la méthode des perturbations largement utilisée en France. Toutes ces méthodes reposent sur le principe de l'équilibre des forces, où les forces potentiellement déstabilisatrices telles que le poids et les pressions interstitielles doivent être contrebalancées par des forces résistantes, tout en respectant des marges de sécurité conventionnelles. Un facteur particulièrement influent sur la stabilité est la pression interstitielle, qui peut s'établir de manière durable dans le remblai.

- ❖ En raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- ❖ En conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Plusieurs **configurations** doivent être **analysées** :

- ✚ **Etat normal en service, retenue pleine** : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités .

**Fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval .

- ✚ **Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 1 :** Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05

En général les coefficients couramment admis sont :

- 1,5 pour les conditions normales de service ;
- 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,0 pour le séisme maximal probable.

### VI.1.1 Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondationsi le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
  1. Glissement en cascade.
  2. Glissement, puit renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus avalrecoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  »

### VI.2 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la

deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.

- Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :
  - $R_1 = K_1 H_b$ .
  - $R_2 = K_2 H_b \cdot H_b$  : Hauteur totale du barrage.
  - $(K_1 - K_2)$  : sont déterminés d'après le tableau (VI.2) en fonction de pentes de talus.

**Tableau VI. 2:** valeurs de  $K_1$ ,  $K_2$  en fonction de pente de talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	<b>1,0</b>	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	<b>2,3</b>	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donnera zone des cercles. On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d. entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

$$R_1 = 1 \cdot 62 = 62 \quad \text{m}$$

$$R_2 = 2.3 \cdot 62 = 142,6 \quad \text{m}$$

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b = 0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites. Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- Poids de la tranche « G ».
- Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- Forces de pressions interstitielles.
- Forces de Cohésion.
- L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ✓ Composante normale (forces stabilisatrices) :



$$N = Gn \cos a \quad \text{VI. 1}$$

- ✓ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = Gn \sin a \quad \text{VI. 2}$$

- ✓  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

### Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (VI.3) suivant :

**Tableau VI. 3 :** Caractéristique géotechnique.

Paramètres	Unité	Corps du barrage	
		Argile	Alluvions
$\varphi$	Degré	25	32
C	(°)T/m <sup>2</sup>	5	1
$\gamma_{sa}$	T/m <sup>3</sup>	2,1	2,7
$\gamma_d$	T/m <sup>3</sup>	17	21

### VI.2.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

#### A. Force de pesanteur :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$Gn = b (1h_1 + 2h_2) \quad \text{VI. 3}$$

Avec :

- $h_1, h_2$  : hauteurs des tranches.
- $\gamma_1$  : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.
- ( $\gamma_d$  : densité sèche).
- $\gamma_2$  : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.
- ( $\gamma_{sat}$  : densité dumatériaux de construction à l'état saturé).
- $b$  : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- $Nn = Gn \cdot \cos \alpha$  : qui est une force normale stabilisatrice.

- $T_n = G_n \cdot \sin \alpha$  : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro. d'ordre. de. la. section. divisée}}{\text{nombre total des tranches}}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée

$$\gamma' = (\text{sat} - 1) \quad \text{VI. 4}$$

### B. Forces de pression interstitielles :

Dans le cas où le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme

Suit :

$$P = U \cdot dl = w \cdot h \cdot dl \quad \text{VI. 5}$$

Avec :

- U : pression interstitielle.
- dl : longueur en arc de la tranche.
- $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  
 $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$ .
- h : hauteur de la tranche.

### C. Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \text{VI. 6}$$

Avec :

- C : Cohésion du sol considéré.

### D. Forces dues au séisme :

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a G_n \quad \text{VI. 7}$$



- $a$  : Coefficient de séisme ( $a=0,15$ ).
- $G_n$  : Poids de la tranche.

### VI.2.2 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

#### VI.2.2.1 Les forces stabilisatrices :

##### a) Force de frottement :

$$F_1 = Nn \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \quad \text{VI. 8}$$

Avec :

- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $dl$  : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

##### b) Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{VI. 9}$$

Avec :

- $b$  : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [ (Nn - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl} ] R \quad \text{VI. 10}$$

- $R$  : rayon de la courbe de glissement.

#### VI.2.2.2 Les forces déstabilisatrices (motrices) :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum T_n \quad \text{VI. 11}$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n \operatorname{dn} \quad \text{VI. 12}$$

**Remarque:** Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

### VI.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

#### ➤ Calcul de $K_s$ : fonctionnement normale et Fin de construction

Le coefficient «  $K_s$  » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par FELINUIS:

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad \text{VI. 13}$$

Pour le cas d'une retenue vide ( $P=0$ ), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

- $d_n$  : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.
- $R$  : c'est le rayon du cercle de glissement.

#### a) Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \quad \text{VI. 14}$$

#### b) Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad \text{VI. 15}$$

#### ➤ Calcul du $K_s$ pour le cas de vidange rapide :

$K_s$  est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas-là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux  $\gamma'$ .

#### a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}} \quad \text{VI. 16}$$

#### b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad \text{VI. 17}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (VI.4). Pour les

différents rayons.

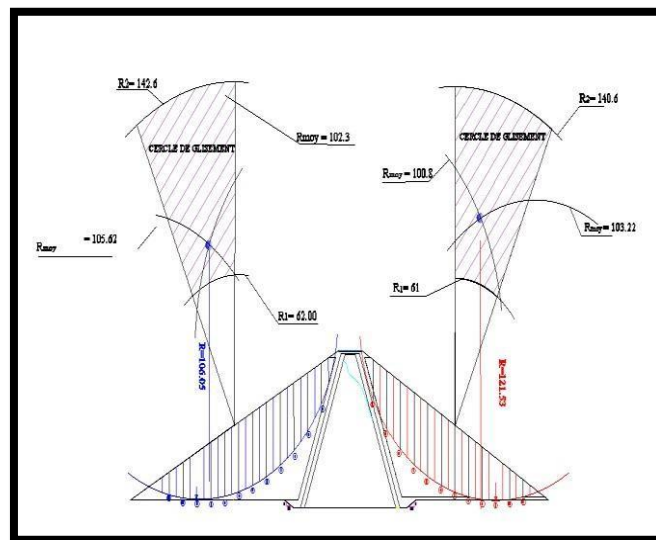
Le coefficient  $K_s$  calculé doit être supérieur à «  $K_{s adm}$  », pour notre cas le barrage est de classe III.

$K_{ss} = 1.3-1.5$ .

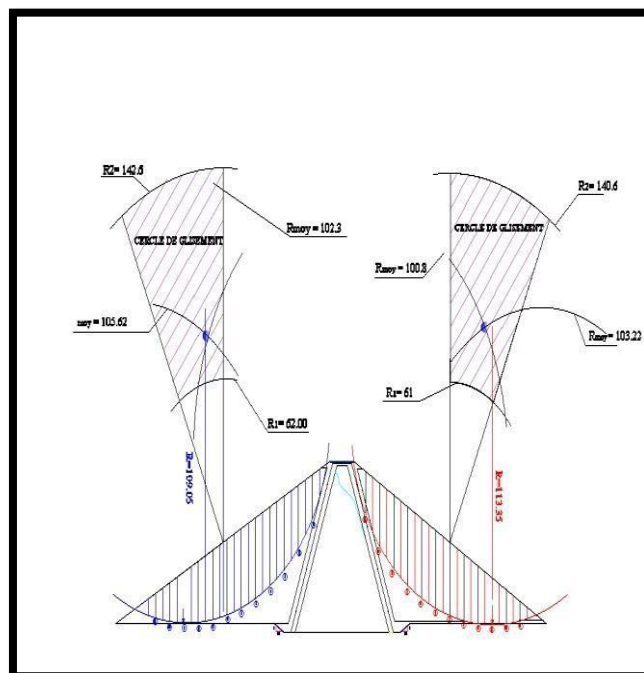
Pour tous les types de fonctionnement.  $K_{as} = 1.0-1.05$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VI.4).

**Fonctionnement Normal (Talus amont et Aval)**



**Figure VI. 1 :** Schémas de stabilité de la digue cas de Fonctionnement normale (Talus amont  $R=106,05m$  et Talus Aval  $R= 121,53m$ ).



**Figure VI. 2 :** Schémas de stabilité de la digue cas de Fonctionnement normale (Talus amont  $R=109,05m$  et Talus Aval  $R=113,35$ ).

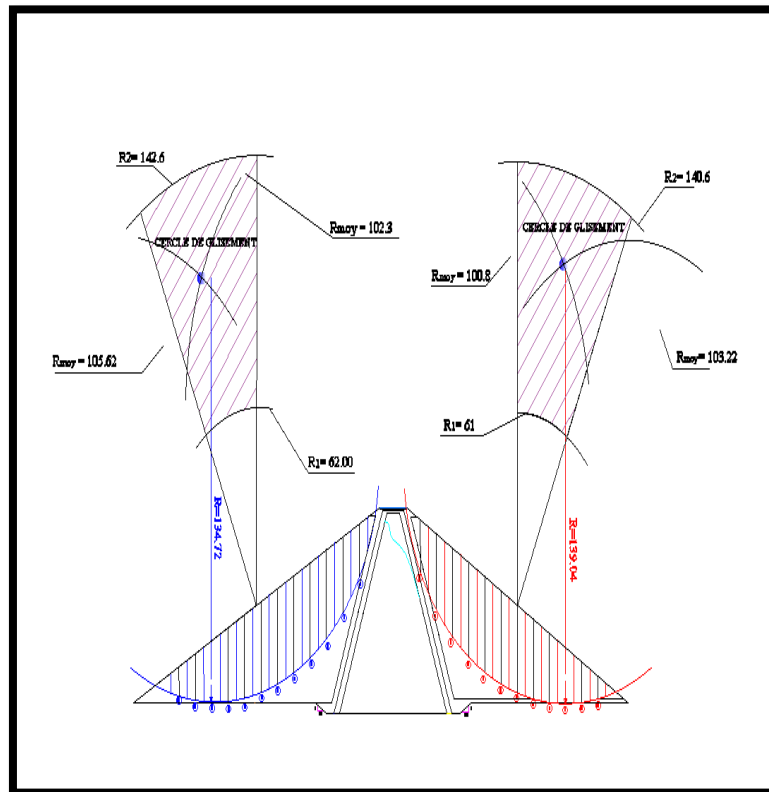


Figure VI. 3 : Schémas de stabilité de la digue cas de Fonctionnement normale (Talus amont  $R=134,72m$  et Talus Aval  $R=139,04$ ).

**Vidange Rapide (Talus Amont)**

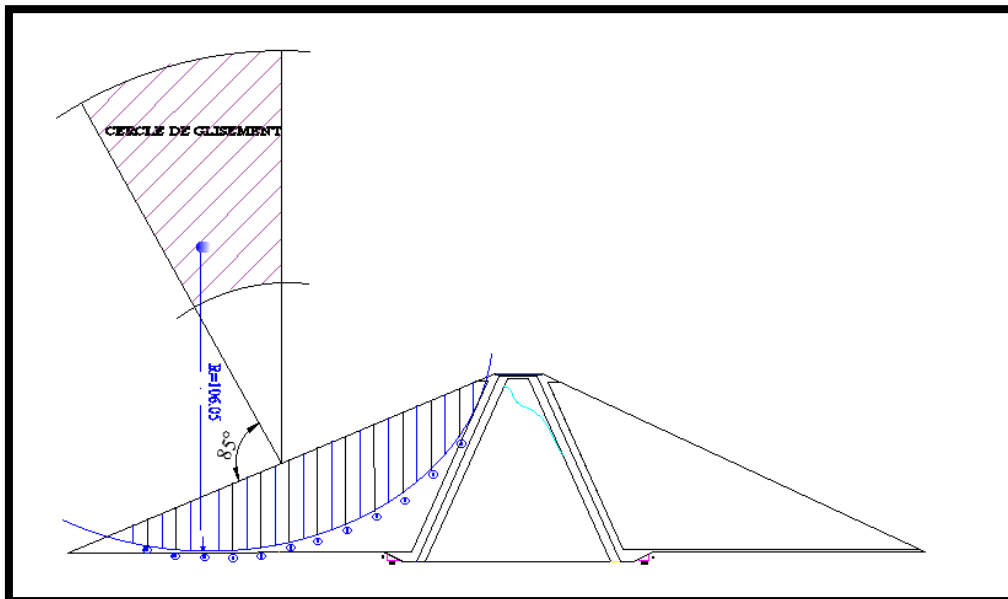


Figure VI. 4 : Schémas de stabilité de la digue cas de Vidange rapide (Talus amont  $R=106,05m$ ) .

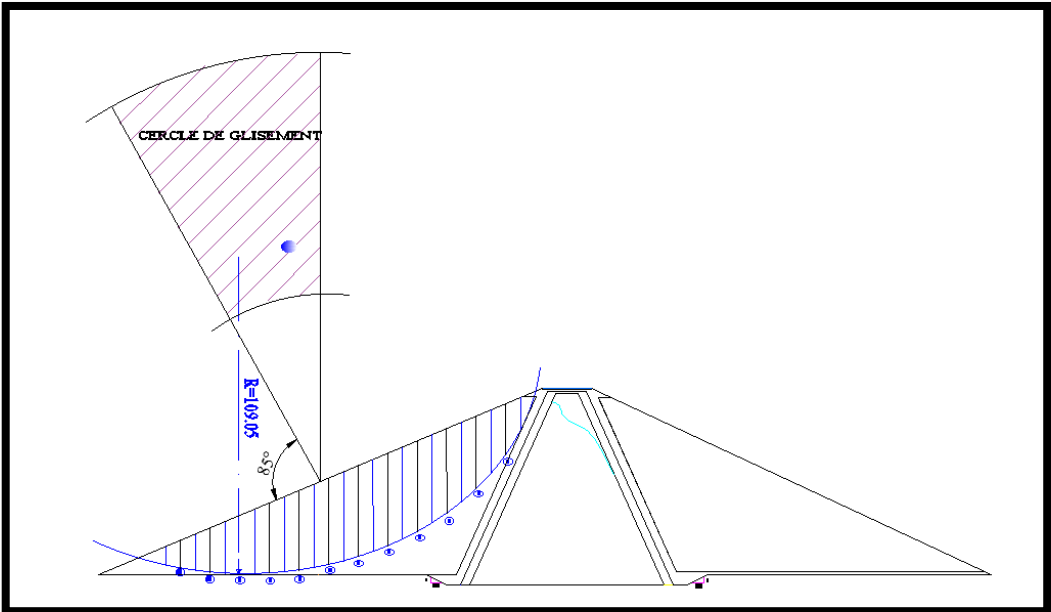


Figure VI. 5 : Schémas de stabilité de la digue cas de Vidange rapide (Talus amont R=109,05m).

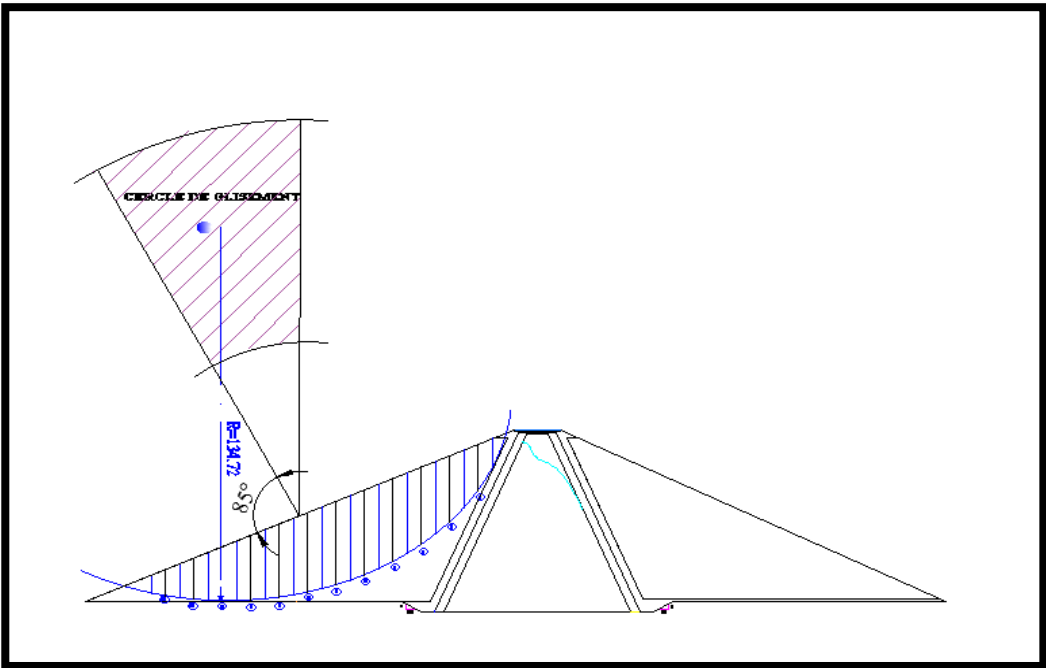


Figure VI. 6 : Schémas de stabilité de la digue cas de Vidange rapide(Talus amont R=134,72m).



Fin de construction (Talus Aval)

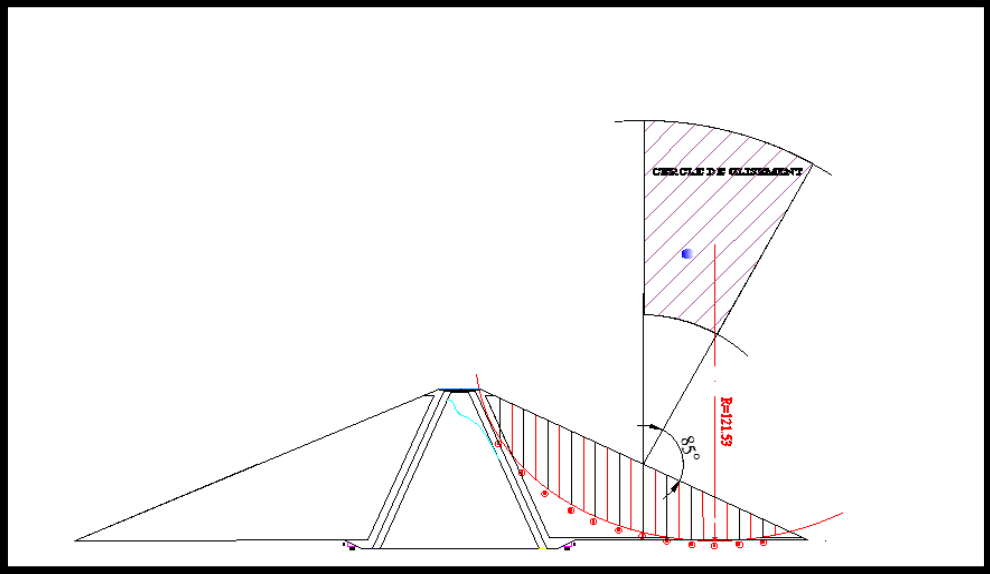


Figure VI. 7 : Schémas de stabilité de la digue cas de fin de construction (Talus Aval  $R=121,53m$ ).

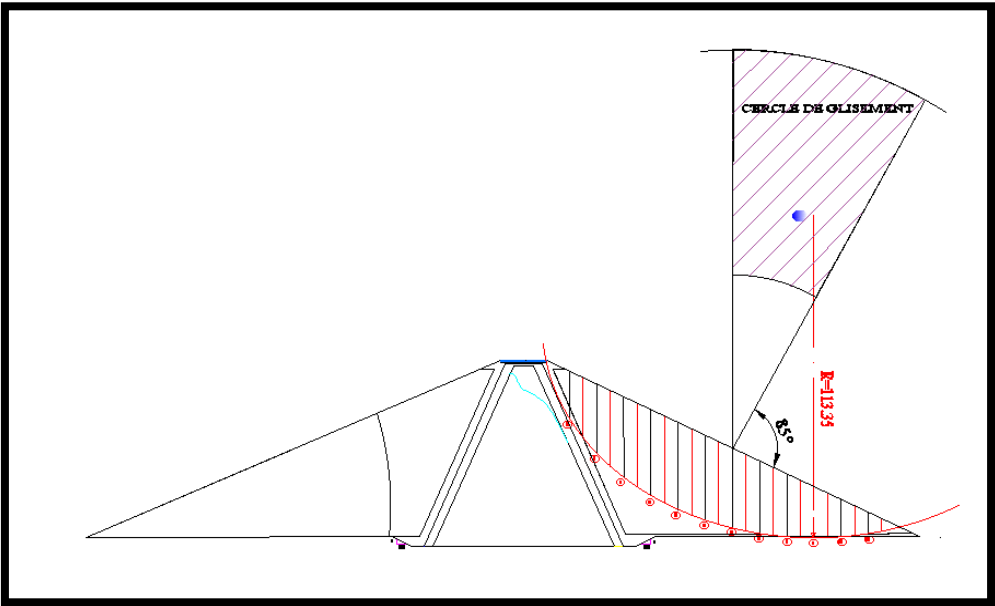


Figure VI. 8 : Schémas de stabilité de la digue cas de fin de construction (Talus Aval  $R=113,35m$ ).

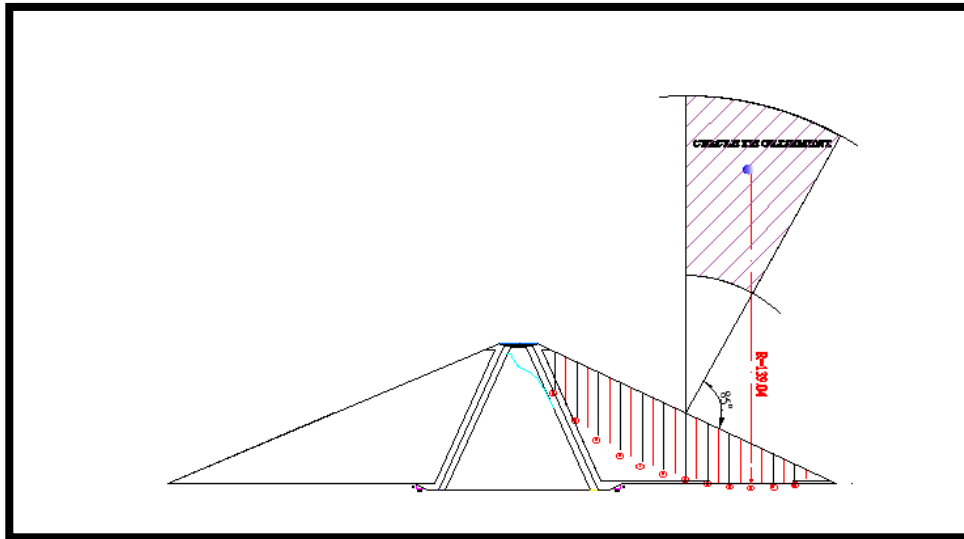


Figure VI. 9 : Schémas de stabilité de la digue cas de fin de construction (Talus Aval R=139,04m).

Tableau VI. 4 : différents coefficients de sécurité..

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	<b>Talus amont</b>		
	R=106,05m	<b>1.56</b>	<b>2.35</b>
	R=109,05m	<b>1.08</b>	<b>1.62</b>
	R=134,72m	<b>1.22</b>	<b>1,70</b>
	<b>Talus aval</b>		
	R=121,53m	<b>1.60</b>	<b>2.30</b>
	R=113,35m	<b>1.25</b>	<b>1.68</b>
R=139,04m	<b>1.19</b>	<b>1.72</b>	

<b>Vidange rapide</b>	<b>Talus amont</b>		
	R=106,05m	<b>1,21</b>	<b>1,44</b>
	R=109,05m	<b>1,28</b>	<b>1,76</b>
	R=134,72m	<b>1,20</b>	<b>1,72</b>
<b>Fin de construction</b>	<b>Talus aval</b>		
	R= 121,53m	<b>1,42</b>	<b>2,02</b>
	R= 113,35m	<b>1,39</b>	<b>1,52</b>
	R= 139,04m	<b>1,47</b>	<b>1,79</b>

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

# Chapitre VII :

**Les ouvrages**

**annexes**

## Introduction

L'objectif fondamental de la construction d'un barrage est de créer une réserve d'eau capable de stocker des quantités considérables de ce précieux liquide, en vue de répondre à des besoins spécifiques tels que l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation agricole et l'alimentation en eau industrielle. Cependant, il est essentiel que cette construction n'entrave en aucun cas la capacité du barrage à faire face à des crues de débits importants, qui pourraient submerger la structure et causer sa dégradation, voire sa destruction.

### VII.1 Généralités :

L'évacuateur de crue est un élément essentiel pour garantir la sécurité d'un barrage, en particulier s'il s'agit d'un barrage en remblai. L'objectif principal de cet ouvrage est de canaliser le débit de crue de la manière la plus économique et sûre possible, en le redirigeant vers le lit de la rivière.

Les évacuateurs de crues peuvent être classés en fonction de divers critères, dont le principal concerne leur mode de fonctionnement hydraulique.

#### 1. Le type de fonctionnement hydraulique principaux :

- Les évacuateurs de surface.
- Les évacuateurs en charge.
  - a) Evacuateur de crues en puits.
  - b) Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
  - c) Evacuateur siphon à faible charge et fort débit

#### 2. L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
- Evacuateur latéral.
  - a) Evacuateur latéral à entonnement frontal.
  - b) Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Le choix de l'évacuateur de crues dépend principalement de plusieurs facteurs, notamment les caractéristiques topographiques et géologiques de la région concernée, tout en prenant en considération des considérations économiques essentielles.

L'évacuateur de surface peut être positionné en fonction des besoins soit sur l'une des rives, appelé évacuateur latéral, soit au centre du barrage, désigné comme évacuateur central. Il est généralement composé d'un élément de seuil pour déverser l'excès d'eau, d'un déversoir latéral ou frontal, suivi d'un canal qui conduit l'eau vers un bassin conçu pour disperser l'énergie, puis finalement vers le lit du cours d'eau. Cette approche présente un avantage significatif : en cas de crue importante dépassant le débit prévu, les problèmes d'érosion et d'affouillement ne toucheront généralement pas le barrage lui-même, préservant ainsi son intégrité.

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.

Dans ce chapitre, nous allons d'abord sélectionner la variante de l'évacuateur qui convient le mieux aux caractéristiques topographiques et géologiques de la zone de l'évacuateur. Ensuite, nous entreprendrons le calcul de la ligne d'eau qui traverse les divers éléments de la structure, en nous appuyant sur les résultats obtenus lors de l'analyse du laminage des crues.

Le débit maximal à évacuer pour une période de retour égal à 1000 ans :

- $Q_{\max 0,1\%} = 279,48 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- La charge maximale déversant :  $h_d = 2,87 \text{ m}$
- La largeur du déversoir :  $b = 30 \text{ m}$ .
- Côte de la retenue normale :  $\text{NNR} = 715 \text{ m}$

## VII.2 Choix du type de l'évacuateur de crues :

La variante d'évacuateur en puits et dalot sous la digue est déconseillée en raison des raisons suivantes, bien que le débit maximal à évacuer soit de niveau moyen ( $q_{\max 0,1\%} = 279,48 \text{ m}^3/\text{s}$ ) :

- Risque de saturation ;
- Capacité de débit limitée pour cette variante ;
- Réajustement impossible ;
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage ;
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier.
- Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage.
- Des problèmes de déformation et de déplacement résultant des tassements sont également à prendre en considération.

L'évacuateur construit sur un remblai d'une hauteur de 30 mètres présente une instabilité significative, avec un risque élevé de déplacement.

Il est envisageable de mettre en place un petit barrage déversoir en béton, avec une section aval soigneusement profilée selon le profil Creager. À la base de ce barrage, on peut ajouter un dispositif dissipateur, tel qu'un bec déviateur ou un bassin. Cependant, il convient de noter que cette solution est coûteuse, et du point de vue technique, l'assurance d'une liaison solide entre les composants en béton et les parties en terre du barrage représente un défi complexe.

La variante de l'évacuateur latéral, positionné sur l'une des deux rives, se révèle être la plus appropriée selon les divers critères de sélection du type d'évacuateur, pour les raisons suivantes :

- Elle offre un dispositif fiable et efficace.
- Son calcul et sa mise en place à côté de la digue sont plus simples.
- Cette variante est plus économique qu'un barrage déversoir en béton.
- Elle est capable de gérer un débit excédant le débit de dimensionnement.

**Remarque :**

Les deux types d'entonnement, qu'il s'agisse d'une configuration latérale ou frontale, sont réalisables du point de vue géologique et technique. Cependant, la deuxième option implique une excavation de remblai considérable. Pour réduire cette excavation, on peut réduire la largeur du déversoir de type labyrinthe.

Ces structures offrent de nombreux avantages, notamment :

- Elles sont faciles à entretenir.
- Il n'y a pas de risque de saturation.

- Ouvrage très sûr.
- Elles affichent un rendement élevé.

La rive droite présente une meilleure adaptation pour plusieurs raisons, notamment une pente plus douce sur le versant, ce qui réduit la quantité de terrassement nécessaire et permet de réduire les dimensions du coursier ainsi que de la structure de dissipation, en termes de largeur et de longueur.

En revanche, la rive gauche, avec son versant fortement incliné, pose des défis pour l'installation d'un évacuateur latéral en raison de :

En résumé, en raison de l'importance du volume de déblai requis et de la forte pente du coursier susceptible de causer l'érosion et des vibrations des murs bajoyers, la décision est prise d'étudier la mise en place d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite, conformément aux explications fournies précédemment.

### VII.3 Evacuateur latéral à entonnement latéral

#### VII.3.1 Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crues de surface avec un entonnement latéral est généralement composé des éléments suivants : un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation.

- Longueur déversant :  $L = 30$  m.
- Débit évacué :  $Q_{\text{dév}} = 279,48$  m<sup>3</sup>/s.
- Charge hydraulique :  $H = 2,87$  m.
- Côte de la retenue normale :  $NNR = 715$  m

##### VII.3.1.1 Canal d'amenée :

- La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{H \times b}$$

Avec :

- $Q$  : Débit à évacuer (m<sup>3</sup>/s).
- $H$  : Charge d'eau (m)
- $V = 2,41$  m/s
- $V \leq V_{\text{adm}}$  (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)



➤ Hauteur du mur de canal d’approche est donnée par la formule :

$$H_m = H + R$$

- R : la revanche du canal (m)

Alors  $H_m = 5,45 \text{ m}$

**VII.3.1.2 Calcul de déversoir :**

La conception de la géométrie du déversoir pour les ouvrages destinés à réguler des débits élevés ne se limite pas uniquement à des considérations hydrauliques. Cela implique également la nécessité de prendre en considération la stabilité de l’ouvrage, les propriétés du sous-sol, le choix du type de barrage et la configuration topographique.

**a. Calcul de la géométrie du déversoir**

La recommandation de l’USCE (United States Army, Corps of Engineers) pour la surface extérieure verticale comprend une série de trois arcs circulaires dans la partie amont (où  $x < 0$ ).

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées en utilisant la formule suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = 0,47 \left( \frac{X}{H_0} \right)^{1,85}$$

➤ **Quadrant aval :**

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 1:** Calcul de l’auge de réception.

X/H	Y/H	Y'/H
0	0,220	-1.081
0,17	0,051	-1.011
0,35	0,193	-1.432
0,52	0,402	-0.881
0,69	1,678	-1.093
0,87	1,042	-1.220
0,95	1,226	-1.032
1,045	1,463	-1.301

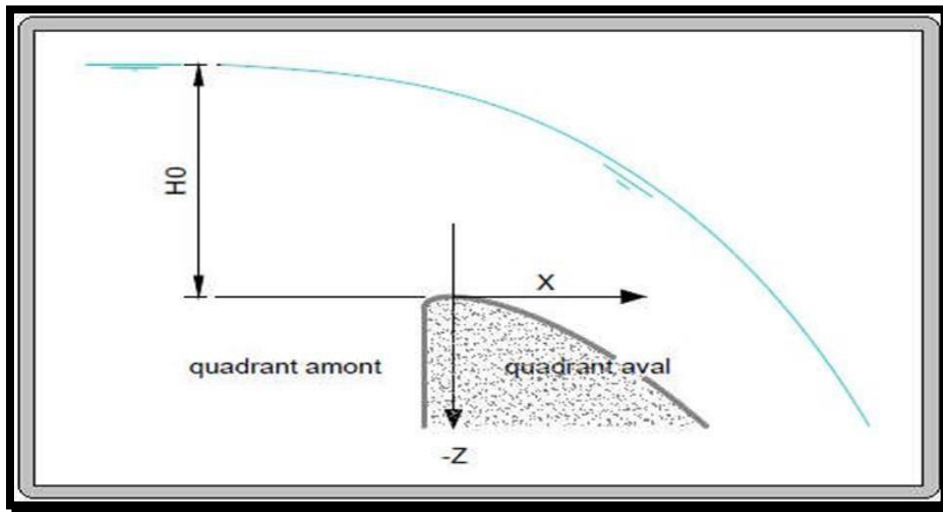


Figure VII. 1 : Définition du système des coordonnées.

➤ **Quadrant amont :**

La configuration dimensionnelle du profil type USCE pour le quadrant amont est illustrée dans la Figure IV.2

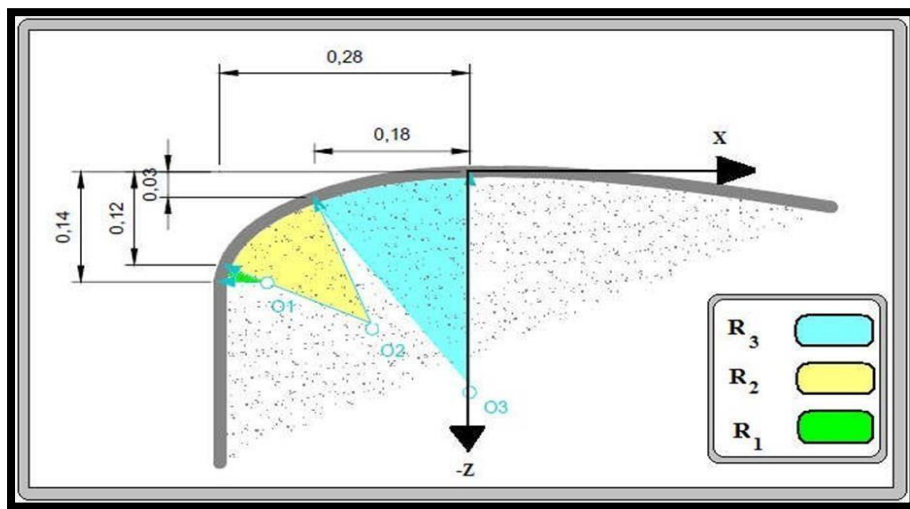


Figure VII. 2 : Détail du quadrant amont .

**Rayon de raccordement du déversoir :**

Dans le cas de  $P < 10$  m on prendre  $R = 0.5 P$

On a :  $P = 1$  m  $< 10$  m

D'où :  $R = 0.5 \times 1 = 0,5$  m.

Ce qui donne  $R = 0,5$  m

**b. Calcul hydraulique du déversoir :**

**1) Calcul la longueur du seuil déversoir :**

Le calcul de longueur de seuil déversant par la formule suivante :

$$L = \frac{Q}{m \times H^2 \times \sqrt{2g}}$$

- Q : débit évacué en m<sup>3</sup>/s,
- m : coefficient de débit m=0,33
- H : charge hydraulique,
- L : largeur déversant,

On divise la largeur déversant en 10 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site xi.

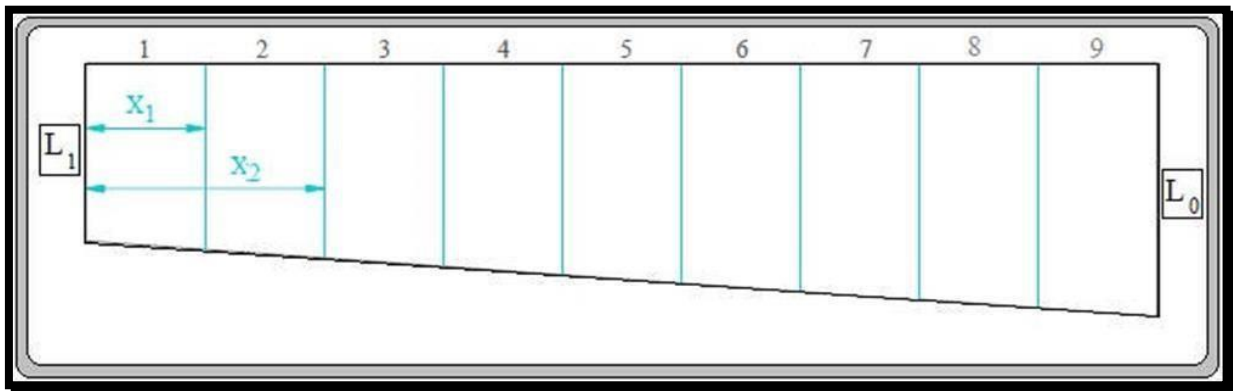


Figure VII. 3 : Représentation des tranchées.

- ❖ On établit la vitesse moyenne de l'eau à la sortie de la tranchée ainsi que celle à l'extrémité de la tranchée.
- ❖ On fixe les largeurs à partir de la topographie.
- ❖ On calcule la profondeur d'eau, tel que :  $h = \frac{Q}{b \times V}$
- ❖ On détermine le coefficient de Chézy par la formule suivante :  $V = C\sqrt{R I}$   
 $C = (1/n)R^{1/6}$
- ❖ On calcul la pente moyenne :  $Imoy = \frac{V^2 \times C^2}{R}$
- ❖ On Calcul de la perte de charge :  $\Delta h = Imoy \times (X2 - X1)$
- **L'auge de réception :**

Après avoir calculé les hauteurs d'eau ( $h_i$ ) et les pertes de charge dans chaque segment, nous procédons à la détermination des altitudes de la surface libre et du fond de la tranchée. Toutes ces données sont synthétisées dans les tableaux suivants :

**Tableau VII. 2 :** Résultats de calcul pour la ligne d'eau et la cote du fond du canal.

N(tranches)	$X_i$	$Q(m^3/s)$	$V(m^2/s)$	$B_i(m)$	$H_i(m)$	$I_i$	$\Delta h$
1	3	34,08	4,35	8,9	0,88	0,01	0.03
2	6	51,12	4,86	9,7	1,08	0,01	0.03
3	9	70,34	5,37	10,5	1,24	0,01	0.03
4	12	85,6	5,88	11,3	1,28	0,01	0.03
5	15	115,78	6,39	12	1,50	0,01	0.03
6	18	140,33	6,89	12,6	1,61	0,01	0.03
7	21	170,53	7,41	13,7	1,67	0,01	0.03
8	24	200,45	7,92	14,5	1,74	0,01	0.03
9	27	245,7	8,43	15,3	1,9	0,01	0.03
10	30	279,4	8,94	16	1,95	0,01	0.03

**Tableau VII. 3 :** Résultats de calcul pour la ligne d'eau et la cote du fond du canal.

N	$X_i$	$\Delta h$	$H_i(m)$	Cote du ligne d'eau	Cote fond
0	0	0.00	0	720	720
1	3	0.09	0,88	719,97	719,5
2	6	0.23	1,08	719,94	719,3
3	9	1.12	1,24	719,91	719,14
4	12	1.14	1,28	719,88	719,03
5	15	1.31	1,5	719,85	719,95
6	18	1.42	1,61	719,82	719,89
7	21	1.49	1,67	719,79	718,85
8	24	1.50	1,74	719,76	718,81
9	27	1.54	1,9	719,73	718,78
10	30	1.55	1,95	719,7	718,76

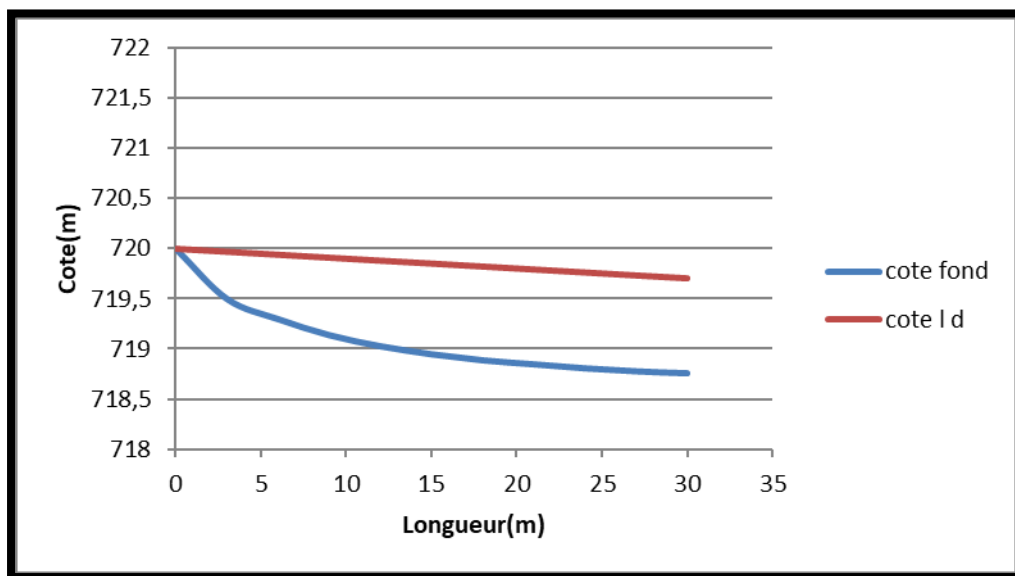


Tableau VII. 4 : Coupe longitudinale du déversoir.

2) **Chenal d'écoulement :**

Immédiatement après le déversoir, il se présente généralement sous la forme d'une section rectangulaire. Cette configuration est conçue pour favoriser un écoulement fluide, permettant ainsi la transition vers un écoulement torrentiel à l'extrémité aval, lorsque le débit atteint un niveau critique où la pente du fond est inférieure à la pente critique  $I_c$ .

1) **La profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \frac{Q^2}{b^3}}$$

- Q : débit maximum à évacué en  $m^3/s$ ,
- b : la largeur de déversoir en m,
- g : l'accélération de pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m}^2/s$ ),

**$Y_c = 2,068 \text{ m.}$**

2) **Pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

Pour une section rectangulaire :

$$I_c = \left( \frac{Q \times (b + 2 \times y_c)^{\frac{2}{3}}}{k \times (b \times y_c)^{\frac{5}{3}}} \right)^2$$

D'où :  $I_c = 1,59 \%$

### VII.3.1.3 Coursier :

Le coursier prend le relais après le chenal d'écoulement et dirige le débit d'eau du point de convergence vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé d'opter pour une section rectangulaire pour sa configuration, car cela favorise un écoulement régulier et constant.

#### a. Largeur du coursier :

La largeur est exprimée par :

$$B = Q^{0,4}$$

Alors  $B = 9,52 \text{ m}$

On prend  $B = 10 \text{ m}$

#### a. Profondeur critique :

On a 
$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times B^2}}$$

$$\text{Et } \frac{Q^2 B}{g \times S^3} = 1$$

Donc :  $h_{cr} = 3,05 \text{ m}$

#### b. La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, en relation avec un débit spécifique, indique l'inclinaison nécessaire pour que la profondeur typique du courant corresponde à la profondeur critique. Pour calculer  $I_{cr}$ , nous utiliserons l'équation liée au régime uniforme.

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}}$$

Avec 
$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1$$

Pour une section rectangulaire  $S = h \times b$  :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$$

Avec :

- $I_{cr}$  : la pente critique.
- $R_{cr}$  : rayon hydraulique critique.

$$C_c = \frac{R^{1/6}}{n}$$

- Cc : coefficient de Chézy.
- n : coefficient de rugosité.

**Tableau VII. 4 :** Les résultats des calculs.

Sc (m <sup>2</sup> )	30,5
Pc(m)	16,1
Rc(m)	1,89
Cc (m <sup>-6</sup> )	74,13
Icr (%)	0,23

**a. La profondeur normale :**

La profondeur normale (hn) est la profondeur qui serait observée dans un canal si l'écoulement était uniforme, compte tenu d'un débit donné (Q) et d'une pente spécifique.

On peut calculer cette profondeur en utilisant la formule de Chézy.

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I}$$

Avec :

- S : Section du chenal d'écoulement  $S = b \times hn$
- C : Coefficient de chézy  $C = (R^{1/6})/n$
- R : Rayon hydraulique

$$R = \frac{S/P - b \times hn}{2hn + b}$$

En remplaçant chaque élément par sa valeur respective, nous obtenons l'équation suivante, que nous résolvons par une méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \times I^2 \times (b \times hn)^3 \times (2hn + b)^{-2/3}$$

On trouve :  $hn = 1,85$

$$V_n = \frac{Q}{hn \times b}$$





Nous constatons que  $h_n < h_{cr}$  et  $I_{cr} < I$  (régime torrentiel).

### VII.3.1.4 Calcul la ligne d'eau dans le coursier :

L'intégration numérique est une méthode employée pour résoudre des équations différentielles lorsque l'obtention de solutions analytiques n'est pas facilement obtenus. Cette technique implique de subdiviser l'équation différentielle en de petits intervalles, puis d'utiliser des approximations pour estimer les valeurs de la solution aux différents points. Lorsque l'on considère que la dérivée par rapport à  $x$  de  $Q$  est nulle, cela signifie que  $dQ/dx = 0$ , ce qui peut être pris en compte dans le processus d'intégration numérique.

$$dy/dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2)$$

Ou:

- $S_0$  : la pente du fond.
- $S_f$  : pente de ligne d'énergie.

En utilisant l'équation de Manning pour déterminer la pente de la ligne d'énergie ( $S_f$ ) à chaque profondeur, l'équation peut être transformée en une forme adaptée à la méthode des différences finies.

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}}$$

On donne les valeurs arbitraires à  $y_i$  et on calcul la distance  $\Delta x$  pour chaque profondeur  $y_i$  et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = (y_i + y_{i+1}) / 2$$

Cette valeur permet de calculer la section d'écoulement moyenne et le rayon hydraulique moyen

On calcule jusqu'à trouver la somme de  $\Delta x$  égale à la longueur de coursier.

Dans notre cas toujours  $y_i < y_0$  (courbe de remous type S2).

Les paramètres hydrauliques déterminés à la fin de la phase de convergence sont utilisés comme des données de base pour dimensionner et calculer la ligne d'eau dans le canal.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau (IV.5).

Tableau VII. 5 : Les résultats des calculs.

Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	FR <sup>2</sup>	1- FR <sup>2</sup>	n <sup>2</sup> Q <sup>2</sup> /A <sup>2</sup> R <sup>^(4/3)</sup>	I0- G1	DELTA <sub>x</sub>	L
3,05										
3,01	3,03	27,27	15,060	1,811	0,072	0,928	0,004	0,150	0,248	0,110
2,97	2,99	26,91	14,980	1,796	0,075	0,925	0,004	0,150	0,247	0,132
2,93	2,95	26,55	14,900	1,782	0,078	0,922	0,005	0,150	0,246	0,294
2,89	2,91	26,19	14,820	1,767	0,082	0,918	0,005	0,150	0,245	0,393
2,85	2,87	25,83	14,740	1,752	0,085	0,915	0,006	0,150	0,244	0,435
2,81	2,83	25,47	14,660	1,737	0,089	0,911	0,007	0,150	0,244	0,627
2,77	2,79	25,11	14,580	1,722	0,093	0,907	0,008	0,150	0,243	0,871
2,73	2,75	24,75	14,500	1,707	0,097	0,903	0,009	0,150	0,241	1,099
2,69	2,71	24,39	14,420	1,691	0,101	0,899	0,010	0,150	0,240	3,503
2,65	2,67	24,03	14,340	1,676	0,106	0,894	0,011	0,150	0,239	5,008
2,61	2,63	23,67	14,260	1,660	0,111	0,889	0,013	0,150	0,238	7,635
2,57	2,59	23,31	14,180	1,644	0,116	0,884	0,016	0,150	0,236	9,414
2,53	2,55	22,95	14,100	1,628	0,121	0,879	0,018	0,150	0,235	14,383
2,49	2,51	22,59	14,020	1,611	0,127	0,873	0,022	0,150	0,233	25,596
2,45	2,47	22,23	13,940	1,595	0,134	0,866	0,026	0,149	0,232	31,27
2,41	2,43	21,87	13,860	1,578	0,140	0,860	0,032	0,149	0,230	42,30
2,37	2,39	21,51	13,780	1,561	0,147	0,853	0,039	0,149	0,228	48,640
2,33	2,35	21,15	13,700	1,544	0,155	0,845	0,049	0,149	0,226	55,067
2,29	2,31	20,79	13,620	1,526	0,163	0,837	0,062	0,149	0,224	62,868
2,25	2,27	20,43	13,540	1,509	0,172	0,828	0,081	0,149	0,222	77,081
2,21	2,23	20,07	13,460	1,491	0,182	0,818	0,107	0,149	0,219	84,483
2,17	2,19	19,71	13,38	1,473	0,191	0,808	0,147	0,149	0,216	97,179
2,13	2,15	19,35	13,3	1,454	0,202	0,797	0,208	0,149	0,213	117,198
2,09	2,11	18,99	13,22	1,436	0,214	0,785	0,309	0,149	0,210	127,528
2,05	2,07	18,63	13,14	1,417	0,227	0,772	0,484	0,149	0,207	135,681
2,01	2,03	18,27	13,06	1,398	0,240	0,759	0,818	0,149	0,203	143
1,97	1,99	17,91	12,98	1,379	0,255	0,744	1,529	0,149	0,199	154

Y	Y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-FR <sup>2</sup>	n <sup>2</sup> Q <sup>2</sup> /A <sup>2</sup> R <sup>4/3</sup>	I0-G1	DELTAx	L
1,93	1,95	17,55	12,9	1,360	0,271	0,728	3,325	0,149	0,195	168
1,89	1,91	17,19	12,82	1,340	0,288	0,711	9,244	0,148	0,190	175
1,85	1,87	16,83	12,74	1,321	0,307	0,692	0,004	0,148	0,185	180

La courbe de la ligne d'eau dans la figure VII.5 :

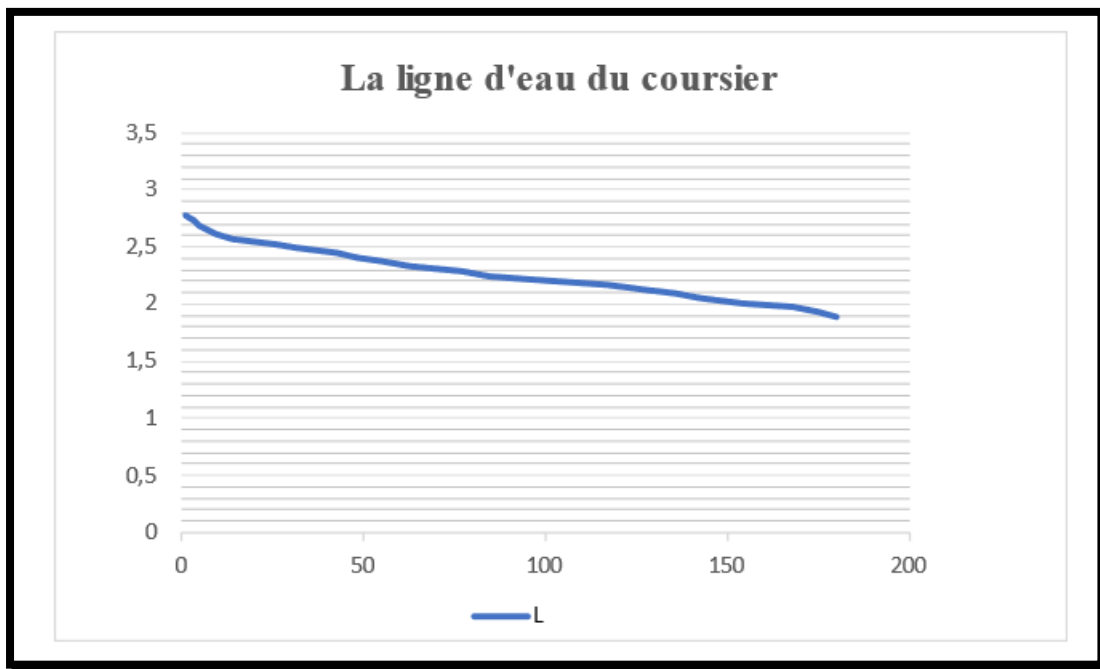


Figure VII. 4 :Calcul la ligne d'eau.

**VII.3.1.5 Détermination de la hauteur des murs bajoyers :**

Les hauteurs des murs de protection sont établies de la manière suivante :

$$H_{baj} = H + R$$

Où :

- R : la revanche (m).
- $R = 0,06 + 0,05 \times V \times H^{1/3} n$

Tableau VII. 6 : Hauteur des murs bajoyers.

L(m)	H(m)	V	R(m)	H <sub>baj</sub> (m)
0	3,05	6,49	0,22	3,27
10	3,01	6,81	0,23	3,24
20	2,97	7,31	0,24	3,21

L(m)	H(m)	V	R(m)	Hbaj (m)
30	2,93	7,55	0,27	3,18
40	2,89	7,8	0,28	3,17
50	2,85	8,07	0,31	3,16
60	2,81	9,91	0,34	3,15
70	2,77	10,62	0,35	3,12
80	2,73	10,96	0,37	3,10
90	2,69	11,10	0,39	3,08
100	2,65	11,55	0,41	3,06
110	2,61	11,99	0,42	3,03
120	2,57	12,39	0,45	3,02
130	2,53	12,72	0,47	3,00
140	2,01	13,14	0,66	2,67
150	1,97	13,55	0,69	2,66
160	1,93	14,00	0,72	2,65
170	1,89	14,82	0,74	2,63
180	1,85	15,11	0,75	2,60

### Aération du coursier :

Un écoulement rapide dans un conduit comporte des risques potentiels, tels que l'érosion causée par la cavitation. De plus, le phénomène d'aération se manifeste dès que la vitesse de l'écoulement est inférieure à la vitesse critique ( $V < V_{cr}$ ), ce qui entraîne l'apparition de ce phénomène.

$V_{cr}$  est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky :

$$V_{cr} = 6,63 \times \sqrt{g \times R \cos \theta} \times \sqrt{1 + \frac{0,0011}{R^2}} \times \left(1 + \frac{8,71 n}{R^6}\right)$$

Avec :

- $V_{cr}$  : la vitesse critique.
- $\theta$  : Angle d'inclinaison du radier du coursier.
- $R$  : Rayon hydraulique.
- $n$  : coefficient de rugosité ( $n=0,015$ ).

L'analyse du phénomène d'aération dans le conduit est effectuée en utilisant les données fournies dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 7 :** Vérification le phénomène d'aération dans le coursier.

H(m)	V	R(m)	Vcr	Conditions
3,05	6,49	0,22	10,67	Vérifiée
3,01	6,81	0,23	10,89	Vérifiée
2,97	7,31	0,24	11,10	Vérifiée
2,93	7,55	0,27	11,72	Vérifiée
2,89	7,8	0,28	11,92	Vérifiée
2,85	8,07	0,31	12,49	Vérifiée
2,81	9,91	0,34	13,04	Vérifiée
2,77	10,62	0,35	13,22	Vérifiée
2,73	10,96	0,37	13,57	Vérifiée
2,69	11,10	0,39	13,91	Vérifiée
2,65	11,55	0,41	14,25	Vérifiée
2,61	11,99	0,42	14,41	Vérifiée
2,57	12,39	0,45	14,88	Vérifiée
2,53	12,72	0,47	15,19	Vérifiée
2,01	13,14	0,66	17,86	Vérifiée
1,97	13,55	0,69	18,24	Vérifiée
1,93	14,00	0,72	18,61	Vérifiée
1,89	14,82	0,74	18,86	Vérifiée
1,85	15,11	0,75	18,98	Vérifiée

La condition d'écoulement est toujours vérifiée donc pas de phénomène d'aération.

### VII.3.1.6 Dissipateur d'énergie :

Le concept de dissipation d'énergie dans un cours d'eau implique une réduction rapide de la vitesse de l'eau, ce qui entraîne une modification du régime d'écoulement. Pour atteindre cet objectif, un bassin de dissipation à ressaut est utilisé, sa forme et son type étant adaptés en fonction de l'énergie du courant torrentiel. Des tests réalisés par l'USBR (Bureau of Réclamation) démontrent que la formation du ressaut dans le bassin est directement influencée par le nombre de Froude, comme le décrit le tableau correspondant.

$$1 \leq Fr \leq 1,7 \text{ Ressaut ondulé.}$$

$1,7 \leq Fr \leq 2,5$  Ressaut faibles de petites apparitions en surface.

$2,5 \leq Fr \leq 4,5$  Ressaut oscillant.

$4,5 \leq Fr \leq 9$  Ressaut stable.

$Fr \leq 9$  Ressaut fort (écoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$2,5 \leq Fr \leq 4,5$  et la vitesse à la sortie de coursier est supérieure à 15 m/s, donc on choisit un bassin de dissipation de type "I "

Donc on choisit un bassin de dissipation de type "I ", voir figureVII.6

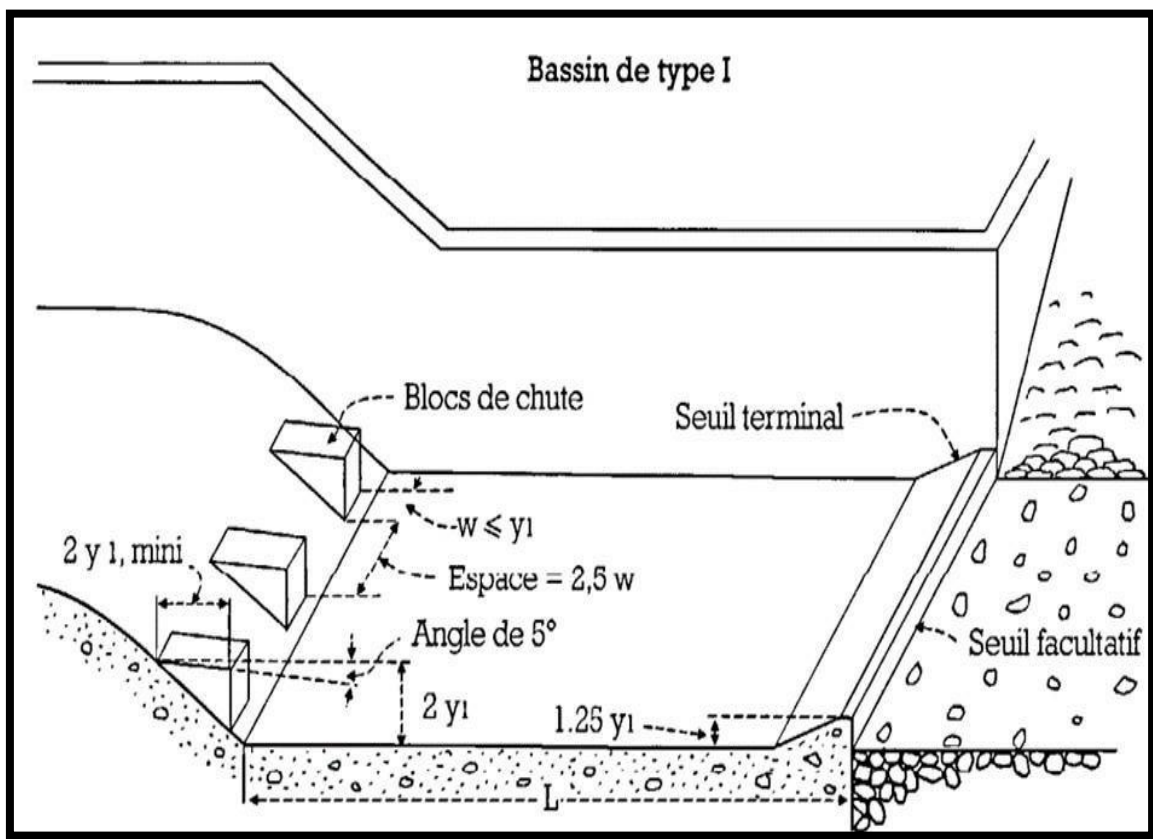


Figure VII. 5 : Bassin de dissipation type I.

On doit projeter un bassin de dissipation "Type I", voir figure VII.6 :

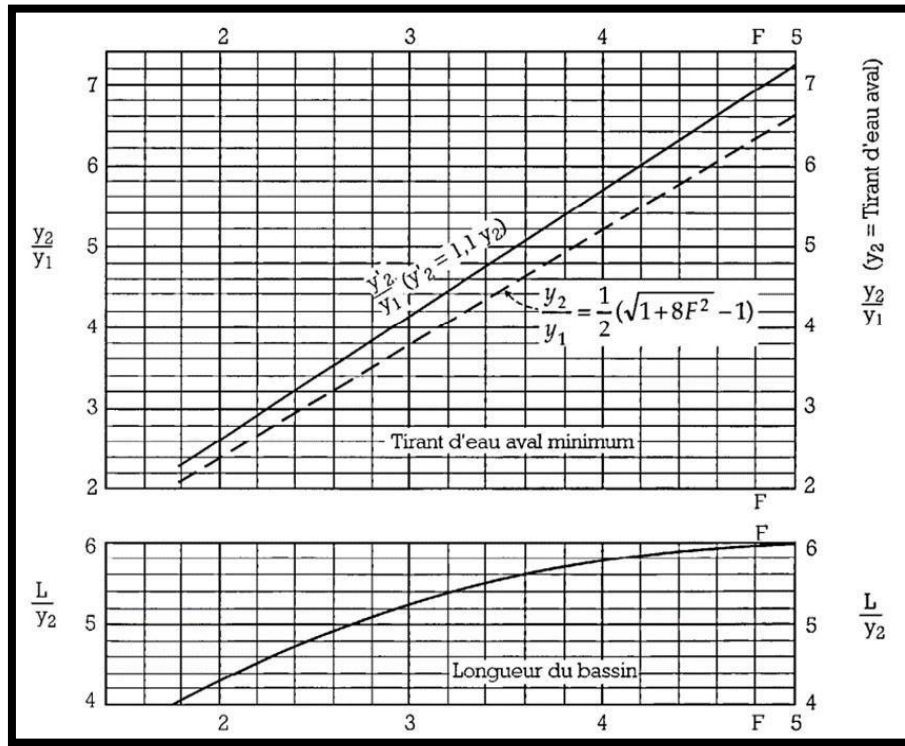


Figure VII. 6 : Les caractéristiques du bassin de dissipation type I.

• **Dimensionnement du bassin :**

D’après l’abaque présenté dans la Figure (VII.6) :

$$\frac{d2}{d1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 5,7m$$

- d1 : tirant d’eau avant le ressaut en (m),
- d2 : tirant d’eau après le ressaut en (m),
- L : longueur de bassin dissipation en (m),

Donc :

$$d2 = d1 \times 5,7 = 10,54m$$

De l’abaque Figure (VII.6), on a :

$$\frac{L}{d2} = 5,8m$$

- **Dimensionnement des blocs de chute et le seuil terminal :**

Le bassin contient des blocs de chute à l'amont et un seuil terminal à l'extrémité aval :

**1- Dimensionnement des blocs de chute :**

- Longueur :  $L = 2 \times Y1 = 3,7$  m
- Hauteur :  $H = 2 \times Y1 = 3,7$  m
- Largeur :  $w = 0,7 \times Y1 = 1,29$  m
- Espacement entre deux blocs :  $e = 2,2 \times w = 2,2$  m

**2- Dimensionnement le seuil terminal :**

- Hauteur :  $h_{\text{seuil}} = 1,25 \times Y1 = 2,31$  m

#### **VII.4 Ouvrage de vidange et de prise d'eau :**

Pour la retenue collinaire Beni Slimane les fonctions de prise d'eau et de vidange de fond sont assurées par un seul et unique ouvrage.

Ces derniers aboutissent à l'alimentation continue pour l'irrigation et la chasse de vase ainsi que l'évacuation des eaux accumulées dans la cuvette pendant la construction.

L'ouvrage d'art se situe sur une assise stable de bonne qualité géotechnique sur le pied de laberge droite à quelque mètre du lit de l'oued.

##### **VII.4.1 La vidange de fond :**

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en huit (10) jours

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0$$



Avec :

- $Q_0$  : Débit entrant de l'Oued
- $V_U$  : volume utile de retenue
- $T$  : temps de vidange en seconde estimé  
à 10 jours. On trouve :  $Q = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$

#### VII.4.1.1 Calcul hydraulique:

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu S \sqrt{2gz}$$

- $Q$  : débit de vidange en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;  $\mu$  : coefficient de débit
- $S$  : section de la conduite en  $\text{m}^2$
- $Z$  : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4}$$

Avec

- $\mu \in [0,8 - 0,85]$ .  
Préalablement on prend  $\mu = 0.80$

On trouve :  $S = 0,0195 \text{ m}^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où  $d = 0.17 \text{ m}$

On prend un diamètre normalisé  $d = 200 \text{ mm}$ , une conduite en acier d'une rugosité  $n = 0.014$

- Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

Tel que :

$\sum \xi_s$  : Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor}$$

$$\xi_{\text{ent}} = 0.5$$

$$\xi_{\text{vanne}} = 0.1$$

$$\xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\sum \xi_L$$

: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} = 24.15$$

- L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 115 m
- d : diamètre de la conduite de vidange en m 200 mm

$\lambda$  : Coefficient de débit calculé par la formule de Maning.

n : rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

On trouve:

$$\lambda = 0.042$$

Ce qui donne

$$\mu = 0,193$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=321 mm, on adopte la valeur de d= 400 m

#### VII.4.2 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval).

La consommation maximale est en mois de juillet:  $V_{\text{max}}=0.0215 \text{ Mm}^3$ .

$$Q_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{T}$$

Donc :Avec :

- T : temps de prise (T=31 jours).

D'où :  $Q_{\text{max}}=0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = \mu S \sqrt{2gH}$$

- $\mu$  : coefficient de débit  $\mu=0,3$ .
- $S$  : section de la conduite en  $m^2$ .

On trouve :  $S=0,009 m^2$ . Donc  **$d=0,175 m$** .

On prend  $d=200mm$

- **Correction de la valeur de coefficient  $\mu$  :**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi_s$  : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \text{ avec } \lambda = 0.042$$

$$\text{AN : } \sum \xi = 25.75m.$$

$\mu=0,19$ . Donc :  $S=0,082 m^2$ . et on trouve :  **$d=0,223m$** .

on prend ;  $d=250mm$

- **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :** On a :  $V=Q/S$   **$V=2,44 m/s$** .

### VII.4.3 Description détaillée :

#### VII.4.2.1 Canal d'amenée (amont) :

Ce canal est conçu afin de véhiculer les eaux soit-il pour la prise, la vidange ou l'évacuation des débits de constructions vers le puisard d'entrée.

La première partie de forme trapézoïdale en terre naturelle d'une longueur de 40 m avec une largeur a la base 8.0m à l'entrée et une hauteur variable suivant le terrassement des berges. La deuxième partie est un canal en enrochement sur une longueur de 10 m avec une couche de pierre rocheuse de 0.3 m d'épaisseur et une largeur variable jusqu'au puisard.

#### VII.4.2.2 Puisard d'entrée

C'est un ouvrage qui sert à acheminer les eaux stockées vers la conduite de prise et de vidange de fond.

Du côté amont cet ouvrage est lié au canal d'amenée par un canal de transition au pied de la digue soutenue par un revêtement en enrochement.

Le puisard d'entrée est un ouvrage qui aura la triple fonction de l'évacuation des débits de constructions la vidange de fond et la prise d'eau par l'unique conduite en acier d'un diamètre nominal

$\Phi = 400 \text{ mm}$ .

L'implantation du regard de prise d'eau est déterminée compte tenu du niveau du volume mort et du niveau du fond de la cuvette.

Ce regard est muni d'une grille en acier pour faciliter l'exploitation et assurer la protection contre les débris flottants.

#### VII.4.2.3 Conduite de vidange de fond :

Elle sert à chasser la vase du lac artificiel d'un diamètre nominal de

$\Phi = 400 \text{ mm}$ . pour un temps de vidange maximum de 10 jours.

Cette conduite est en acier, enrobée par du béton armé.

Les connections entre chaque partie de la conduite de vidange sont prévues pour permettre aux phénomènes de dilatation et autres mouvements de s'opérer sans dommage. Ces joints doivent donc être à la fois étanches et flexibles et seront remplie avec du mastic bitumineux ou d'autres matières plastiques.

Sur toutes les faces enterrées et imposées à la pression d'eau de la conduite de fond, la protection superficielle et l'amélioration de l'étanchéité des parois seront assurées par un enduit bitumineux.

#### VII.4.2.4 Chambre de vannes :

Le regard de la chambre de vanne est un lieu de branchement de la conduite de service et celle de vidange ainsi que les robinets vannes.

En aval de l'emprise du barrage sur l'axe de la vidange se trouve la chambre de vannes en béton armé, équipée d'un robinet vannes papillon afin de pouvoir maîtriser le contrôle d'exploitation des eaux.

#### VII.4.2.5 Canal de fuite de la vidange de fond

Situé en aval de la chambre des vannes (le régime d'écoulement est fluvial) le bassin de sortie consiste à minimiser les risques de destruction que peut causer le saut d'envol du jet d'eau après la conduite.

Le rejet du canal de fuite vers le lit de l'oued sera effectué par un canal en terre de forme triangulaire.

### **Conclusion**

A travers ce chapitre nous avons pu déterminer l'évacuateur de crue, vidange de fond et la prise d'eau. Cette conclusion découle de plusieurs facteurs, notamment les caractéristiques du site, les considérations environnementales, les coûts, la viabilité technique et la sécurité.

**Chapitre VI :**

**Organisation de**

**chantier**

**Introduction :**

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais quel que soit les problèmes rencontrés, une bonne organisation du chantier est impérative.

Notre étude consistera donc à organiser notre chantier du barrage zaouïa tout en assurant :

- Un meilleur choix de la main d'œuvre et des matériaux.
- La rapidité d'exécution des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité. Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

**VIII.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :**

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir sur le site du barrage.

**VIII.1.1 Le maître de l'ouvrage :**

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et le gestionnaire.

**VIII.1.2 Le 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 auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

**VIII.1.3 L'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.

**VIII.2 Installation du chantier****VIII.2.1 Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**VIII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri de l'humidité (baraquements, hangars...).

Pour le stockage de l'eau des réservoirs semi enterrés sont à prévoir.

**VIII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il est important de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériaux.

**VIII.2.4 Installations pour la préfabrication :**

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

**VIII.3 Ordre d'exécution des travaux :**

- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages ;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans le barrage proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
- Coupure finale et mise en eau.

**VIII.3.1 Terrassement au niveau des installations de chantier :****a) Exécution des voies d'accès :**

La déviation du chemin de willaya 34 et ouverture de pistes dérivées. Des ponds provisoires



seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (gauche et droite). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

**b) Exécution des plates formes :**

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en Aval sur la rive droite.

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

**a) Détermination des engins nécessaires :**

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur et d'une pelle équipée en rétro dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où :

- G : capacité du godet.
- Kr : coefficient de remplissage du godet.
- Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
- T : durée d'un cycle.
- Kf : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où :

- G : capacité de la benne du camion.
- Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
- T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où :

- G : capacité de la lame.
- Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.
- T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Si le délai d'exécution étant

relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

### **VIII.3.2 Dérivation provisoire :**

Il est évident de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de galerie de visite à la fin de sa tâche.

Ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

#### ➤ **Dérivation à une seule étape :**

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie.

#### ➤ **Dérivation en deux étapes :**

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

**Première étape :** Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive gauche et la construction d'un batardeau temporaire.

**Deuxième étape :** Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent.

La dérivation se fera donc pour un canal de 10m de largeur creusée dans l'appui gauche. Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 5m de diamètre

#### **Exécution du batardeau principal :**

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à quelques 500m à l'amont du barrage.

#### **a) Opération d'exécution du batardeau principale :**

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche superficielle.

- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en place des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

**b) Exécution du massif du batardeau :**

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

**c) Exécution du remblai des massifs :**

- Un bulldozer est capable de procéder au réglage des terres.
- Un camion-citerne de 10m<sup>3</sup> muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation.

**d) Extraction des terres dans la carrière :**

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle équipée en butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m<sup>3</sup>. Un godet de 1m<sup>3</sup> est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g.n.K_r.K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où :

- g : capacité du godet de l'excavation.
- n : Nombre de cycle pendant une heure de travail,  $n=3600/T$   
Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.
- K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du godet.
- K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps.
- K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement des terres.

**VIII.3.3 Percement de la galerie de dérivation :**

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

**a) Quantité des travaux :**

$S_u=16,83 \text{ m}^2$  (section unitaire).  $L=158\text{m}$

(longueur de la galerie).

$V=2659,5 \text{ m}^3$  (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

**b) Définitions des engins nécessaires :**

- Un chargeur à pneus.
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Ventilateur.

**VIII.3.4 Exécution des fouilles à ciel ouvert :****a) Fouille de l'évacuateur de crue :**

Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

Le volume total des excavations s'élève à  $288957\text{m}^3$ .

**b) Fouille de l'assise du barrage :**

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques auxquelles sera sujette cette fondation.

Il est recommandé que les alluvions soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage.

Puisque l'excavation se fait au-dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

**c) Définitions des engins nécessaires :**

- Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Pompes immergées.

**VIII.3.5 Exécution de la digue :**

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété, etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

**1. Définitions des engins nécessaires :**

- Pelle équipée en butte
- Camion benne
- Bulldozer

**1. Exécution du remblai de la digue :**

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes du rouleau et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

**• Mise en place des terres dans le corps de la digue :**

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

**a) Technologie d'exécution des différentes opérations :**

1. Déchargement : Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalinge.
2. Régalinge des terres : Le régalinge sera assuré par un bulldozer.
3. Humectage des terres : L'humectage se fera au moyen d'un camion-citerne.

4. Compactage : Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

**2. Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :**

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

• **Matériel nécessaire :**

- Bulldozer
- Pelle hydraulique.
- Camion benne.

• **Mise en place des filtres et drains :**

Elle est également identique aux massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux fins et par conséquent influe sur la fonction du filtre.

a) **Enrochement de protection des parements :**

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant à la limite nordique du bassin versant à l'est du méridien de zone B2 (50 à 55 Km amont de l'axe de l'ouvrage), et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ça tous les 3m. La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

**3. Exécution des travaux de bétonnage :**

a) **Généralités :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement une opération très importante lors de l'exécution du barrage, Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux utilisés.

## b) Intensité de bétonnage :

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{V_b \cdot K_d}{T_b \cdot t \cdot t_e \cdot C}$$

Où :

- $V_b$  : Volume total des travaux de béton,  
12173 m<sup>3</sup>.  $K_d$  : coefficient = 1.5
- $T_b$  : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois et qu'on estime à 10 mois.
- $t$  : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.
- $t_e$  : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.
- $C$  : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

D'où  $I_b = 5 \text{ m}^3/\text{h}$

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de  $I_b$  ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1,1 \cdot I_b = 1,1 \cdot 5 = 5,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cette valeur présupposée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée. Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruptions de travail involontaires, épuisement du stock du ciment etc... donc l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois est par conséquent justifié. On adopte, enfin une centrale à béton dont le rendement est de 9m<sup>3</sup>/h.

- **Mise en place du matériel :**

- Central à béton
- Équipement d'alimentation en ciment
- Silos à ciment de
- Chargeur à pneus
- Camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance d'environ de 2 km à partir de l'axe du barrage en amont. Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'aux point le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps qui, se traduit par la capacité de transport de X m<sup>3</sup>/h au plus.

Le nombre de camions malaxeur sera :

$$N = \frac{X}{\text{Camions malaxeur}}$$

Y.2

Où :

- Y : représente la capacité du camion malaxeur.
- 2 : représente le nombre de voyage par heure.

**c) L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :**

La centrale de concassage qui fabrique les agrégats et les filtres sera installée sur l'emplacement se situant à une distance de 2km de l'axe du barrage. Les matériaux en provenance du lit de l'oued seront concassés classifiés et stockés suivant leur granulométrie pour qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage.

• **Mise en place du matériel :**

- 1- Centrale de concassage
- 2- Pelle hydraulique
- 3- Bulldozer
- 4- Camions benne

**d) Bétonnage de la galerie de dérivation :**

**Ordre des opérations d'exécution de bétonnage :**

L'exécution du revêtement de la galerie s'effectue selon l'ordre suivant :

- 1- Nettoyage du rocher en place.
- 2- Bétonnage des sous radier de la galerie.
- 3- Montage des armateurs
- 4- Préparation des cintres.
- 5- Bétonnage.
- 6- Déplacement.

• **Matériel :**

- 1- jeu de coffrage.
- 2- pompe à béton.
- 3- camions malaxeur.

**e) Bétonnage de l'évacuateur de crue :**

L'évacuateur de crue sera construit sur la rive droite, c'est un ouvrage de 305m de long et 23m.

**4. Exécution des coffrages :**

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent et nécessitent en général plusieurs types de coffrages à savoir :

- Coffrage glissant en acier pour mur.



- Coffrage glissant pour radier.
- Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tout autres éléments spéciales seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

- **Mise en place du matériel :**

- 1- Jeux de coffrage glissant.
- 2- Camion grue.
- 3- Pompe à béton.
- 4- Camion malaxeur.
- 5- Pervibrateur.

- **Mise en place du personnel :**

- 1- Equipe de coffrage.
- 2- Equipe de ferrailage.
- 3- Equipe de bétonnage.

#### **VIII.4 Planification :**

##### **VIII.4.1 Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

Installation des postes de travail ;

- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

##### **VIII.4.2 Techniques de la planification :**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

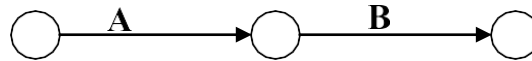
###### **a) Méthodes basées sur le réseau**

###### **1. Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ **Réseau à flèches**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



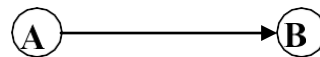
L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

2. **Construction du réseau**



Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ✓ 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.

- ✓ 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 aisé 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.

**b) Méthodes basées sur le graphique :**

➤ **Méthode linéaire**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

➤ **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

**VIII.4.3 Les étapes 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**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

**- 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**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

**TR** : temps de réalisation.

**DCP** : date de commencement au plus tôt.

**DCPP** : date de commencement au plus tard.

**DFP** : date de finition au plus tôt.

**DFPP** : date de finition au plus tard.

**MT** : marge totale.Et

:

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = D.T.P \end{cases}$$

➤ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;  
Dimensions du projet.
- On pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

- Q** { = Quantité de travail
- N** { = Rendement
- n** { = Nombre d'équipes

**VII.4.4 Symboles des différentes opérations :**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

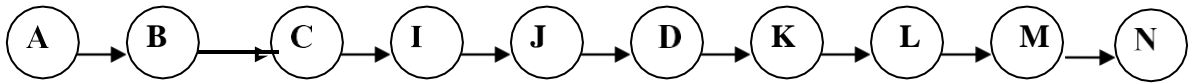
**Tableau VIII. 1 :** symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Duré (jours)
Installation de chantier	A	100
Réalisation de la galerie de dérivation	B	250
Réalisation du batardeau	C	270
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	70
Exécution du bassin d'amortissement	E	90
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	180
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	350
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	70
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	50
Remblais de la clé d'encrage	J	30
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	360
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	60
Équipements hydromécaniques	M	80
Travaux de finitions	N	100

Le schéma du réseau à nœud de l'organigramme des opérations est donné par la figure VIII-1. et pour le diagramme de gant (voir annexe)

**VIII.4.4 Détermination du chemin critique :(voir annexe N° 03)**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant :



$$DTR = \sum TR = 100 + 250 + 270 + 50 + 30 + 360 + 60 + 80 + 100 = 1300 \text{ jours.}$$

Le délai de construction du barrage Beni Slimane en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé à 4.6 ans au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

**VIII.5 Le coût du barrage :**

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour une destination d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage potentiel à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage.

Les coûts d'investissements comprennent trois parties :

**VIII.5.1 Le coût des travaux de construction du barrage :**

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

**Tableau VIII. 2 :** devis estimatif de la digue.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale		3241,25	160	518440
2	Excavation	m <sup>3</sup>	2802,80	280	784504

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
3	Remblai y compris la clé d'étanchéité	m <sup>3</sup>	125498,09	350	43923981,5
4	Enrochements	m <sup>3</sup>	4782,27	3000	14343810
5	Graviers	m <sup>3</sup>	8256,02	320	2641606,4
6	Sable	m <sup>3</sup>	3055,38	800	2444304
7	Produit asphaltite	m <sup>3</sup>	356,38	10000	3563800

**Tableau VIII. 3 :** devis estimatif de l'évacuateur de crue.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	147582	280	41322400
2	Remblai	m <sup>3</sup>	12121	350	4242000
3	Béton armé 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	7246	22000	159390000
4	Béton de propreté 250 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	1483	11000	16302000
5	Enrochements	m <sup>3</sup>	280	3000	840000
6	sable	m <sup>3</sup>	742	800	592800
7	Joint Water stop	ml	1057	300	316800

**Tableau VIII. 4 :** devis estimatif de dérivation, Vidange de fond, et Prise d'eau.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	2500	280	700000
2	Remblai	m <sup>3</sup>	50	350	17500
3	Béton 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	100	22000	2200000
4	Béton de propreté 150 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	86	1100	94600
5	Béton de fondation 250 kg/m <sup>3</sup>	ml	70	1300	91000
6	Enrochements	m <sup>3</sup>	10	3000	30000
7	Conduite métallique ø600	ml	500	4500	2250000

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
8	Conduite métallique ø500	ml	500	3000	1500000
9	Joint Water stop	ml	105	300	31500
10	Vanne ø600	u	2	55000	110000
11	Vanne ø500	u	2	40000	80000
13	Grille	u	1	3000	3000

**Montant totale du barrage : 231140748 DA**

**VIII.5.2 Le coût des études :**

Levés topographiques, étude d’impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d’œuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût représente en moyenne 12 % environ du montant des travaux.

**VIII.5.3 Les coûts induits par la création du barrage :**

Acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

**Conclusion :**

Organiser le barrage de Beni Slimane en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Une importance a été donnée à l’organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d’avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d’avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

A base des résultats trouvées on a effectué Un devis estimatif pour l’ensemble de l’aménagement à savoir la digue, l’évacuateur de crue, la dérivation provisoire, la vidange de fond, la prise d’eau, ainsi que les différents ouvrages hydromécaniques, ce qui nous donne un coût de reviens du mètre cube de **1000 DA/m<sup>3</sup>**.

# Chapitre IX:

## **Protection et sécurité de travail**



## Introduction

Lorsqu'on aborde la notion de "sécurité de travail" dans la réalisation d'infrastructures majeures, notamment les barrages, les ingénieurs et le grand public ont tendance à penser en premier lieu à la fiabilité de l'ouvrage. Cela englobe toutes les mesures prises dans la conception et la mise en œuvre du projet pour prévenir tout risque de rupture totale ou partielle des structures, et ainsi éviter des dommages potentiels aux futurs usagers ainsi qu'aux habitants de la zone concernée par l'ouvrage.

Cependant, la sécurité du personnel sur le chantier est souvent reléguée au second plan lors des colloques consacrés à la sécurité des barrages. Ce point mérite pourtant une attention particulière, car les accidents sur les chantiers peuvent avoir des conséquences graves. Cela inclut non seulement les dommages corporels subis par les ouvriers, pouvant entraîner une incapacité de travail voire la perte de vie, mais aussi les dégâts matériels aux machines, à l'outillage et aux installations. Il est crucial de mettre en avant la sécurité du personnel de chantier pour prévenir ces incidents et assurer des conditions de travail sûres.

### IX.1 Secteurs et opérations à haut risque :

De façon analogue, une analyse des accidents dans les chantiers de certains barrages construits en Italie de 1972 à 1988 montre que les accidents et journées perdues se répartissent comme suit :

- Perforation 20%
- Armatures et coulage 40%
- Services 25%
- Construction et manipulation des installations de chantier 5%

### IX.2 Causes des accidents de travail :

Les accidents dans la construction des barrages ont, en général, les causes spécifiques suivantes :

- ✓ La complexité des opérations exécutées, exigeant l'emploi d'engins et d'appareil très puissants et fatigants à manœuvrer, du moins jusqu'à une époque récente ;
- ✓ le relâchement de l'attention chez les ouvriers et les agents de maîtrise lors du passage d'une phase de travail difficile et dangereuse à d'autres qui ne semblent pas l'être, ou lorsque le travail est devenu une routine; par conséquent, dans de nombreux cas, les

ouvriers négligent les mesures Personnelles de protection nécessaires;

- ✓ Le transport de matériaux des carrières vers les lieux de mise en œuvre et les déplacements du personnel à l'intérieur du chantier pour des tâches particulières ;
- ✓ Les besoins en sources d'énergie importantes (électricité, air et fluides comprimés) se trouvant parfois très éloignées les unes des autres dans le chantier et utilisée de façon discontinue ;
- ✓ Les modalités de travail, en continu et avec des cadences élevées, afin de respecter des programmes contraignants ;
- ✓ Le déplacement du personnel du secteur logements à celui du travail et vice versa. Contraignants ;

### **IX.3 Niveaux d'intervention :**

Un programme efficace de prévention comprend trois phases :

- ✓ La prévention proprement dite, qui consiste dans l'adoption de mesures techniques, d'organisation afin d'éliminer les causes des accidents du travail et des maladies professionnelles ;
- ✓ La protection, qui consiste dans l'adoption de mesures de défense, collectives ou individuelles, pour réduire au minimum les conséquences d'un accident;
- ✓ Le secours immédiat et efficace aux accidentés, pour limiter les conséquences de l'accident, par un système d'alerte efficace et des moyens de transport rapides.

### **IX.4 Responsabilités :**

Tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

### **IX.5 Conditions dangereuses dans le chantier :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.

- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

**IX.6 Actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

**IX.7 Méthodes et moyens de prévention :**

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

La conscience morale joue un rôle prépondérant, en particulier en ce qui concerne la mise en place de toutes les mesures nécessaires visant à assurer la protection physique du personnel. Cette nécessité découle d'un aspect fondamental dans le domaine professionnel, à savoir le respect de la vie, qui représente une dimension éthique profonde propre à l'humanité.

**Conclusion :**

Un grand nombre d'accidents graves ont pour origine des blessures simples qui auraient pu être évitées grâce à l'utilisation de dispositifs de sécurité tels que des casques, des gants, des masques, des lunettes, etc. Ces accidents, souvent accompagnés de détériorations du matériel, sont d'autant plus regrettables qu'ils résultent presque exclusivement de la négligence et du non-respect des règles les plus élémentaires de sécurité.

**Conclusion**

**générale**

## Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de barrage de Beni Slimane permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction du barrage de Beni Slimane est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'œuvre locale.
- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- Maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.

## Références bibliographiques

- ANBT.Etude d'avant-projet détaillé du barrage Beni Slimane (W. Médéa)
- ANBT.L'étude hydrologique du barrage Beni Slimane (W. Médéa)
- Mémoire de Fin d'étude TERBECHE Reda: Étude d'une retenue collinaire sur Oued Mouzoudj commune Ain El Karma (Cap Blanc) (W.Oran) 2020.
- Mémoire de Fin d'étude Touati Nour El Hayette : Étude des variantes de l'évacuateur de crue du barrage BOUKHROUFA (W.Tarf) 2022.
- Mémoire de Fin d'étude MEGUENI Kada : Dimensionnement et conception d'un barrage sur l'oued djaidai (W . TIARET).
- BOUNOUAKLI.B 2020 "Polycopier d'organisation de chantier (planification des travaux par les M.M.O), ENSH, BLIDA.
- <https://www.sidesa.fr/tous-les-articles/eaux-et-milieus-aquatiques/inondations-ruissellement/digues-et-barrages>
- Mémoire de fin d'étude (cote 5-0022-11.pdf).
- Mémoire de fin d'étude (cote 5-001-21.pdf).
- Mémoire de fin d'étude (cote 5-0017-19.pdf).
- Mémoire de fin d'étude (cote 5-0007-09.pdf).
- Mémoire de fin d'étude (cote 6-0057-21.pdf).

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

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

**Tableau III.1:** pluie maximale journalière de la station Beni Slimane ANRH

Année	PJ max (mm)
1989	26,75
1990	34,81
1991	24,41
1992	20,11
1993	37,15
1994	33,44
1995	31,28
1996	38,13
1997	31,92
1998	22,54
1999	30,81
2000	16,5
2001	39,34
2002	46,22
2003	23,6
2004	34,84
2005	37,05
2006	42,52
2007	33,86
2008	56,63
2009	40,45
2010	40,45
2011	37,62
2012	38
2013	31,87
2014	27,63
2015	30,32
2016	20,08
2017	42,91
2018	41,45
2019	40,21



**Tableau III.2:** Classification des reliefs selon l'ORSTROM

Relief assez fort	$I_g \geq 35$ m/km
Relief fort	$20 < I_g < 35$ m/km
Relief modéré	$I_g \leq 20$ m/km

**Tableau III.3:** Classification O.R.S.T.O.M (type de relief), (Mémoire ENSH/5-0026-25)

<b>Relief</b>		<b>D<sub>s</sub>(m)</b>
<b>1</b>	Très faible	<b>≤10</b>
<b>2</b>	Faible	<b>25</b>
<b>3</b>	Assez faible	<b>50</b>
<b>4</b>	Modéré	<b>100</b>
<b>5</b>	Assez modéré	<b>250</b>
<b>6</b>	Fort	<b>500</b>
<b>7</b>	Très fort	<b>&gt;500</b>

## Annexe 2

Tableau III.4: Intensité pour les différences fréquences.

Période de retour	1000		100		50		20		10	
Fréquence	0,1		1		2		5		10	
Pluies maxj	25,9		28,6		31,8		34,2		41,9	
T(heures)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)	Pcr(mm)	I(mm/h)
0,5	12,95	25,9	5,85	11,70	6,50	13,01	6,99	13,99	8,569	17,137
1	25,9	25,9	7,77	7,77	8,64	8,64	9,29	9,29	11,385	11,385
1,5	51,8	25,9	10,33	5,16	11,48	5,74	12,35	6,17	15,127	7,563
2	77,7	25,9	12,19	4,06	13,56	4,52	14,58	4,86	17,863	5,954
2,5	103,6	25,9	13,72	3,43	15,25	3,81	16,41	4,10	20,099	5,025
3	129,5	25,9	15,03	3,01	16,72	3,34	17,98	3,60	22,024	4,405
3,5	155,4	25,9	16,20	2,70	18,01	3,00	19,37	3,23	23,734	3,956
4	181,3	25,9	17,26	2,47	19,19	2,74	20,64	2,95	25,282	3,612
4,5	216,783	25,9	18,57	2,22	20,65	2,47	22,21	2,65	27,205	3,250
5	233,1	25,9	19,13	2,13	21,27	2,36	22,88	2,54	28,026	3,114
5,5	259	25,9	19,97	2,00	22,21	2,22	23,89	2,39	29,264	2,926
6	284,9	25,9	20,77	1,89	23,09	2,10	24,84	2,26	30,430	2,766
6,5	310,8	25,9	21,53	1,79	23,93	1,99	25,74	2,14	31,535	2,628
7	336,7	25,9	22,24	1,71	24,73	1,90	26,60	2,05	32,587	2,507
7,5	362,6	25,9	22,93	1,64	25,49	1,82	27,42	1,96	33,592	2,399
8	388,5	25,9	23,59	1,57	26,23	1,75	28,21	1,88	34,556	2,304
8,5	414,4	25,9	24,22	1,51	26,93	1,68	28,96	1,81	35,483	2,218
9	440,3	25,9	24,83	1,46	27,61	1,62	29,69	1,75	36,376	2,140
9,5	466,2	25,9	25,42	1,41	28,26	1,57	30,39	1,69	37,238	2,069
10	492,1	25,9	25,99	1,37	28,90	1,52	31,08	1,64	38,073	2,004
11	518	25,9	26,54	1,33	29,510	1,475	31,74	1,59	38,882	1,944
12	543,9	25,9	27,08	1,29	30,106	1,434	32,38	1,54	39,668	1,889
13	569,8	25,9	27,60	1,25	30,686	1,395	33,00	1,50	40,432	1,838
14	595,7	25,9	28,11	1,22	31,250	1,359	33,61	1,46	41,175	1,790
15	12,95	25,9	5,85	11,70	6,50	13,01	6,99	13,99	8,569	17,137
16	25,9	25,9	7,77	7,77	8,64	8,64	9,29	9,29	11,385	11,385
17	51,8	25,9	10,33	5,16	11,48	5,74	12,35	6,17	15,127	7,563
18	77,7	25,9	12,19	4,06	13,56	4,52	14,58	4,86	17,863	5,954
19	103,6	25,9	13,72	3,43	15,25	3,81	16,41	4,10	20,099	5,025
20	129,5	25,9	15,03	3,01	16,72	3,34	17,98	3,60	22,024	4,405
21	155,4	25,9	16,20	2,70	18,01	3,00	19,37	3,23	23,734	3,956
22	181,3	25,9	17,26	2,47	19,19	2,74	20,64	2,95	25,282	3,612
23	216,783	25,9	18,57	2,22	20,65	2,47	22,21	2,65	27,205	3,250
24	621,6	25,9	28,60	1,19	31,80	1,325	34,20	1,43	41,900	1,746

**Tableau III.5:** les valeurs de coefficient de corrélation

Module spécifique (l/ s.km <sup>2</sup> )	<20	10-20	4-10	1-4	<1
R	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

**Tableau III.6:** Coefficients de forme de l'hydro gramme de crue  $\delta$ , (Mémoire ENSH.5-0026-71)

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0-4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4.0-7

**Tableau III.7:** Crues de projet recommandées, (Mémoire ENSH.5-0026-73)

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/1000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/1000 à 1/100

Figure III.1 : laminage de crue pour différentes largeurs

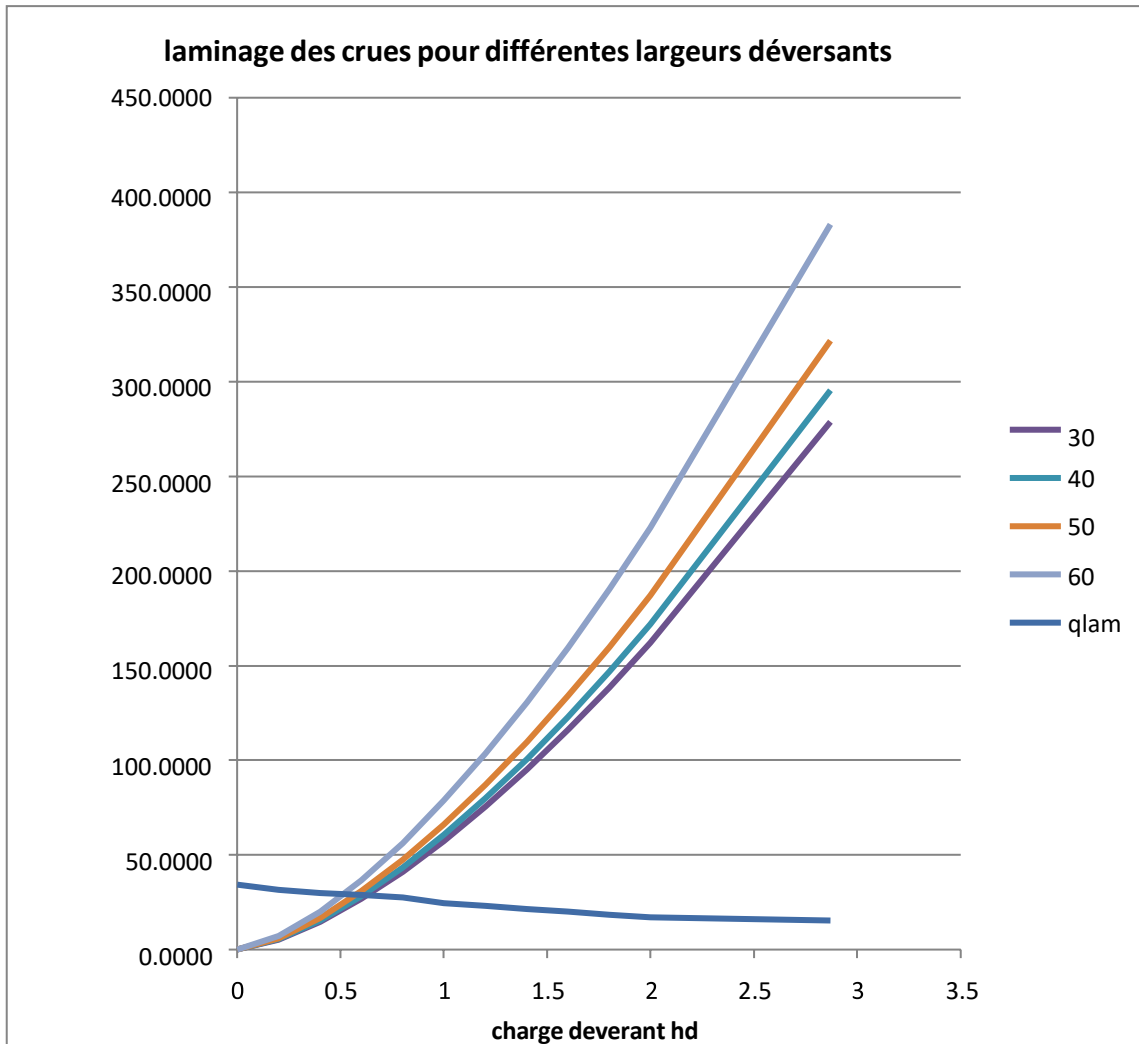
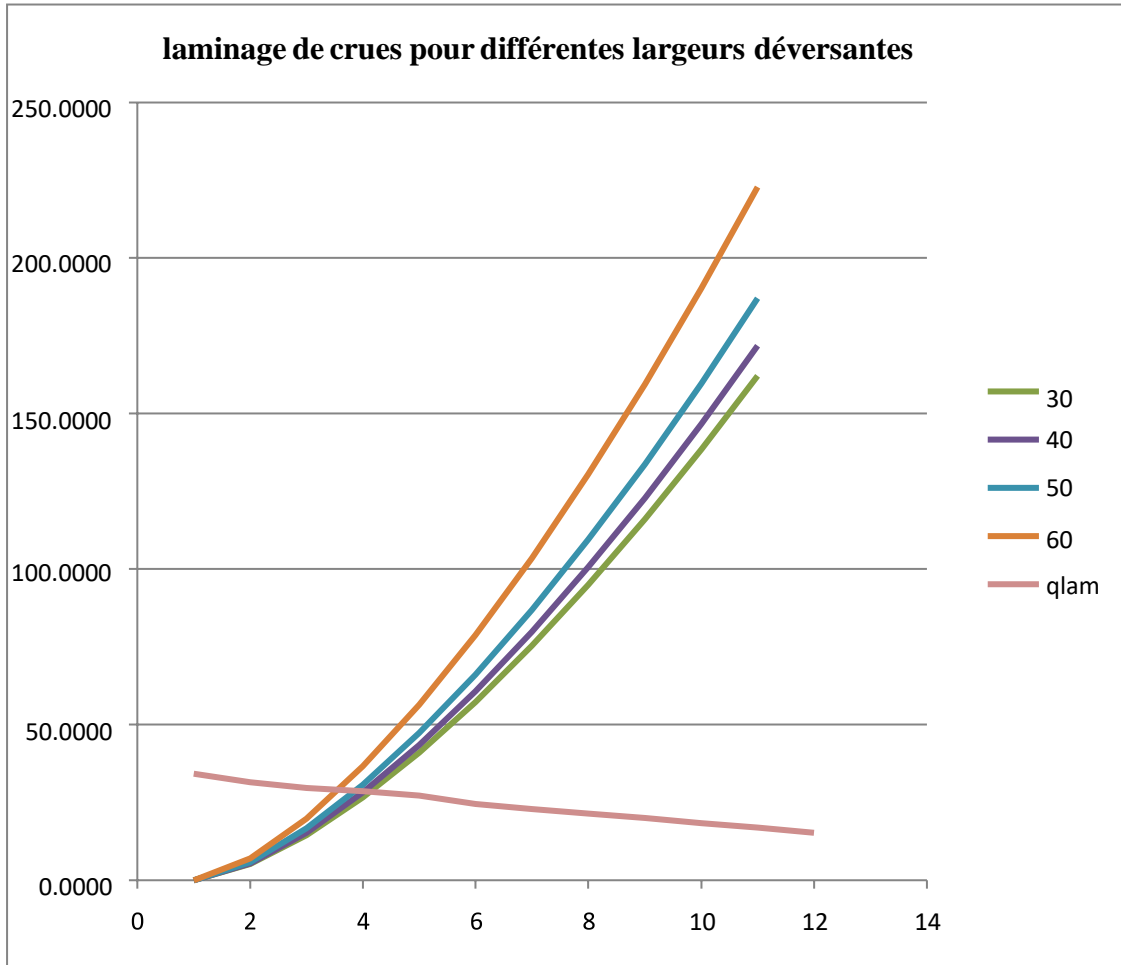


Figure III.2 : Laminage de crues pour différentes largeurs déversants



**Tableau IV.1:** valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
		3,0	3,0
	- A zones		

**Tableau IV.2:** valeurs indicatives des fruits de talus

Type de sol	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70 ÷ 100	25 ÷ 70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35 ÷ 75	15 ÷ 35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25 ÷ 50	15 ÷ 25	<15

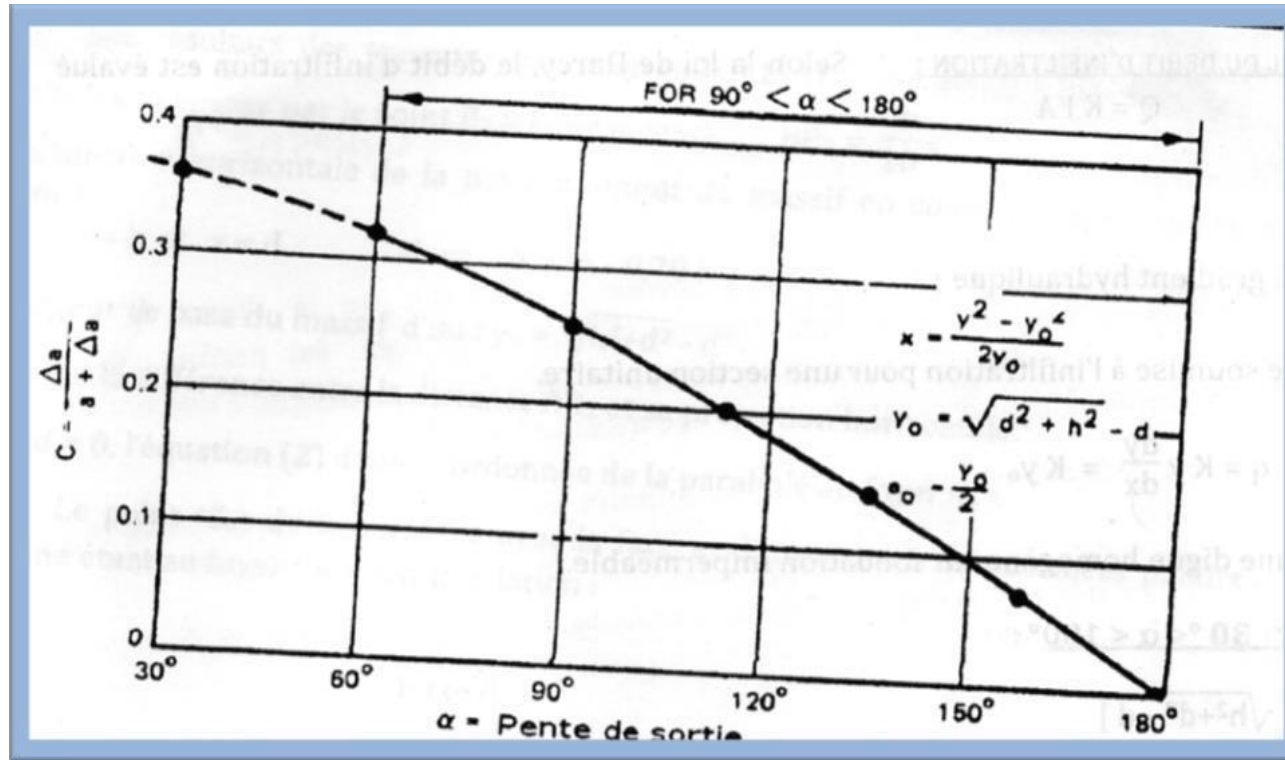


Figure V.2 l'abaque de CASAGRANDE.

## Annexe 5

## Cas de fin de construction

## Talus Aval

La Stabilité pour  $R=121,53$  m.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19		
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn		
-5	8,9	6,64	0	0	-0,5	0,866	1300,112	-650,056	1125,9	10,2768	10,27683	0,625	703,7	6,64	68,238183	42,65	94,72	18471,9913		
-4	12,1	14,25	2,09	0	-0,4	0,9165	4476,153	-1790,4612	4102,5	13,2022	13,20218	0,625	2564	14,25	188,131099	117,6	94,72	63597,1818		
-3	12,1	17,76	5,85	0	-0,3	0,9539	6638,907	-1991,6721	6333,1	12,6842	12,68425	0,625	3958	17,76	225,272218	140,8	94,72	94325,5907		
-2	12,1	21,5	8,79	0	-0,2	0,9798	8594,993	-1718,9986	8421,3	12,3495	12,34951	0,625	5263	21,5	265,514482	165,9	94,72	122117,661		
-1	12,1	25,17	10,56	0	-0,1	0,995	10150,206	-1015,0206	10099	12,161	12,16096	0,625	6312	25,17	306,091302	191,3	94,72	144214,127		
0	12,1	29	11,12	0	0	1	11352,704	0	11353	12,1	12,1	0,625	7095	29	350,9	219,3	94,72	161299,218		
1	12,1	32,93	10,5	0	0,1	0,995	12196,316	1219,6316	12135	12,161	12,16096	0,625	7584	32,93	400,460333	250,3	94,72	173285,258		
2	12,1	36,58	8,67	0	0,2	0,9798	12570,085	2514,017	12316	12,3495	12,34951	0,625	7698	36,58	451,745105	282,3	94,72	178595,768		
3	12,1	40,67	5,33	0	0,3	0,9539	12567,665	3770,2995	11989	12,6842	12,68425	0,625	7493	40,67	515,868306	322,4	94,72	178561,384		
4	12,1	44,4	0	0	0,4	0,9165	11819,28	4727,712	10833	13,2022	13,20218	0,625	6770	44,4	586,176897	366,4	94,72	167928,33		
5	12,1	42,95	0	0	0,5	0,866	11433,29	5716,645	9901,5	13,9719	13,97188	0,625	6188	42,95	600,092096	375,1	94,72	162444,184		
6	12,1	37,81	0	0	0,6	0,8	10065,022	6039,0132	8052	15,125	15,125	0,625	5033	37,81	571,87625	357,4	94,72	143003,833		
7	12,1	25,53	0	4,47	0,7	0,7141	7715,565	5400,8955	5510	16,9434	16,94339	0,625	3444	25,53	432,564722	270,4	94,72	109622,748		
8	12,1	11,83	0	8,97	0,8	0,6	4994,275	3995,42	2996,6	20,1667	100,8333	0,625	1873	11,83	238,571667	149,1	94,72	70958,6592		
9	5,17	1,5	0	1,71	0,9	0,4359	320,9019	288,81171	139,88	11,8608	59,30397	0,625	87,42	1,5	17,7911902	11,12	94,72	4559,3742		
Somme								28946,754					305,8692			68799		3102		1710916,13

<b>Kas</b>	<b>2,02</b>
<b>Kss</b>	<b>1,42</b>



## Annexe 5

## Cas de fin de construction

## Talus Aval

La Stabilité pour R= 113,35 m.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dLi	C*Li	tang $\theta$ 1	C*dli	tang $\theta$ 2	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-3	7,46	4,83	0	-0,3	0,95394	792,7	-237,8099	756,18722	7,8202	7,8202	0,466	7,820	0,466	352,383	4,83	37,77	17,6016	127,73	15187,728
-2	14,5	11,09	0	-0,2	0,9798	3537,7	-707,542	3466,2337	14,799	14,799	0,466	14,799	0,466	1615,26	11,09	164,1	76,4803	127,73	67780,7547
-1	14,5	17,79	0	-0,1	0,99499	5675	-567,501	5646,5637	14,573	14,573	0,466	14,573	0,466	2631,3	17,79	259,3	120,813	127,73	108730,354
0	14,5	23,39	0	0	1	7461,4	0	7461,41	14,5	14,5	0,466	14,500	0,466	3477,02	23,39	339,2	158,046	127,73	142956,885
1	14,5	27,24	0	0,1	0,99499	8689,6	868,956	8646,003	14,573	14,573	0,466	14,573	0,466	4029,04	27,24	397	184,988	127,73	166487,625
2	14,5	29,77	0	0,2	0,9798	9496,6	1899,326	9304,7591	14,799	14,799	0,466	14,799	0,466	4336,02	29,77	440,6	205,304	127,73	181950,682
3	14,5	30,66	0	0,3	0,95394	9780,5	2934,162	9330,0405	15,2	15,2001	0,466	15,200	0,466	4347,8	30,66	466	217,173	127,73	187390,256
4	14,5	29,59	0	0,4	0,91652	9439,2	3775,684	8651,1789	15,821	15,8208	0,466	15,821	0,466	4031,45	29,59	468,1	218,152	127,73	180850,544
5	14,5	26,63	0	0,5	0,86603	8495	4247,485	7356,8598	16,743	16,7432	0,466	16,743	0,466	3428,3	26,63	445,9	207,776	127,73	162759,378
6	14,5	20,41	0	0,6	0,8	6510,8	3906,474	5208,632	18,125	18,125	0,466	18,125	0,466	2427,22	20,41	369,9	172,388	127,73	124743,481
7	14,5	12,9	0	0,7	0,71414	4115,1	2880,57	2938,7692	20,304	20,3041	0,466	20,304	0,466	1369,47	12,9	261,9	122,056	127,73	78843,2585
8	5,39	5,84	0	0,8	0,6	692,51	554,00576	415,50432	8,9833	44,9167	0,466	44,917	0,466	193,625	5,84	52,46	24,4476	127,73	13268,0917
<b>Somme</b>							19791,62			<b>204,354</b>		204,3539		31886,5			1707,62		1415761,31

<b>Kas</b>	<b>1,52</b>
<b>Kss</b>	<b>1,39</b>

## Annexe 5

## Cas de fin de construction

## Talus Aval

La Stabilité pour **R=139,04 m**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*S <sub><math>\alpha</math></sub>	N=Gn*C <sub><math>\alpha</math></sub>	Li	C*Li	tang $\phi$ 1	C*dli	tang $\phi$ 2	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-3	11,83	6,72	0	-0,3	0,95394	1748,9	-524,6842	1668,3893	12,401	12,4012	0,625	12,401	0,45	1042,74	6,72	83,34	37,5013	121,42	31853,575
-2	14	14,2	0	-0,2	0,9798	2069,8	-413,952	2027,9424	14,289	14,2887	0,625	14,289	0,45	1267,46	6,72	96,02	43,209	121,42	37696,538
-1	14	20,73	0	-0,1	0,99499	4373,6	-437,36	4351,6771	14,071	14,0705	0,625	14,071	0,45	2719,8	14,2	199,8	89,9107	121,42	79656,376
0	14	25,7	0	0	1	6384,8	0	6384,84	14	14	0,625	14,000	0,45	3990,53	20,73	290,2	130,599	121,42	116287,09
1	14	29,74	0	0,1	0,99499	7915,6	791,56	7875,9226	14,071	14,0705	0,625	14,071	0,45	4922,45	25,7	361,6	162,726	121,42	144166,82
2	14	31,94	0	0,2	0,9798	9159,9	1831,98	8974,852	14,289	14,2887	0,625	14,289	0,45	5609,28	29,74	424,9	191,226	121,42	166829,62
3	14	32,84	0	0,3	0,95394	9837,5	2951,25	9384,396	14,676	14,676	0,625	14,676	0,45	5865,25	31,94	468,8	210,938	121,42	179170,75
4	14	32,06	0	0,4	0,91652	10115	4045,88	9270,294	15,275	15,2753	0,625	15,275	0,45	5793,93	32,84	501,6	225,738	121,42	184219,39
5	14	29,55	0	0,5	0,86603	9874,5	4937,24	8551,5505	16,166	16,1658	0,625	16,166	0,45	5344,72	32,06	518,3	233,224	121,42	179843,90
6	14	24,78	0	0,6	0,8	9101,4	5460,84	7281,12	17,5	17,5	0,625	17,500	0,45	4550,7	29,55	517,1	232,706	121,42	165763,79
7	14	15,9	0	0,7	0,71414	7632,2	5342,56	5450,5096	19,604	19,6039	0,625	19,604	0,45	3406,57	24,78	485,8	218,603	121,42	139005,98
8	5,5	1,5	0	0,8	0,6	1923,9	1539,12	1154,34	9,1667	45,8333	0,625	9,167	0,45	721,463	15,9	145,8	65,5875	121,42	35039,990
<b>Somme</b>							26049,14			199,773		163,1061		44192,2	1,5		1804,47		1427680,2

<b>Kas</b>	<b>1,79</b>
<b>Kss</b>	<b>1,47</b>

## Annexe 5

## Cas de Vidange rapide

## Talus Amont

La Stabilité pour R= 106.05 m.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dLi	C*Li	tang $\theta$ <sub>1</sub>	C*dli	tang $\theta$ <sub>2</sub>	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli <sub>i</sub>	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-4	8,95	6,16	0	-0,4	0,91652	1329,3	-531,7056	1218,2906	11,849	11,8492	0,661	11,849	0,466	805,297	8,16	96,69	45,0574	88,02	17550,2726
-3	8,95	15,18	0	-0,3	0,95394	2472,8	-741,8466	2358,9218	11,384	11,3844	0,661	11,384	0,466	1559,26	15,18	172,8	80,5317	88,02	32648,6689
-2	8,95	20,92	0	-0,2	0,9798	3409,5	-681,8994	3340,6112	11,084	11,0839	0,661	11,084	0,466	2208,16	20,93	232	108,106	88,02	45015,5889
-1	8,95	25,7	1,3	-0,1	0,99499	4513,4	-451,3416	4490,7922	10,915	10,9147	0,661	10,915	0,466	2968,44	25,8	281,6	131,225	88,02	59590,6314
0	8,95	28,87	1,8	0	1	5149,3	0	5149,269	10,86	10,86	0,661	10,860	0,466	3403,7	28,97	314,6	146,61	88,02	67985,7986
1	8,95	32,5	1,33	0,1	0,99499	5608,8	560,87556	5580,6414	10,915	10,9147	0,661	10,915	0,466	3688,84	32,48	354,5	165,202	88,02	74052,4002
2	8,95	35,41	0	0,2	0,9798	5768,3	1153,6578	5651,7459	11,084	11,0839	0,661	11,084	0,466	3735,84	35,41	392,5	182,897	88,02	76158,7197
3	8,95	36,42	0	0,3	0,95394	5932,8	1779,8454	5659,5477	11,384	11,3844	0,661	11,384	0,466	3741	36,42	414,6	193,212	88,02	78330,9961
4	8,95	35,82	0	0,4	0,91652	5835,1	2334,0312	5347,9373	11,849	11,8492	0,661	11,849	0,466	3535,02	35,82	424,4	197,789	88,02	77040,5348
5	8,95	33,45	0	0,5	0,86603	5449	2724,5025	4718,9768	12,54	12,54	0,661	12,540	0,466	3119,27	33,45	419,5	195,471	88,02	71943,213
6	8,95	29,63	0	0,6	0,8	4826,7	2896,0362	3861,3816	13,575	13,575	0,661	13,575	0,466	2552,4	29,63	402,2	187,438	88,02	63727,2766
7	8,95	23,38	0	0,7	0,71414	3808,6	2666,0214	2719,8859	15,207	15,207	0,661	15,207	0,466	1797,86	23,38	355,5	165,682	88,02	50284,9722
8	8,95	16	0	0,8	0,6	2606,4	2085,12	1563,84	18,1	18,1	0,661	18,100	0,466	1033,71	16	289,6	134,954	88,02	34412,2992
9	4,15	4,72	0	0,9	0,43589	292,4	263,1636	127,45595	9,4749	47,374	0,661	47,374	0,466	84,2492	4,72	54,67	30,8402	98,02	3760,61001
Somme							18011,912			176,85		176,85		30660,4			1841,34		763387,452

<b>Kas</b>	<b>1,44</b>
<b>Kss</b>	<b>1,21</b>

## Annexe 5

## Cas de Vidange rapide

## Talus Amont

La Stabilité pour  $R= 109.05$  m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dLi	C*Li	tang $\theta_1$	C*dli	tang $\theta_2$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-4	11,6	8,16	0	-0,4	0,95652	1330,3	-631,7056	1318,2906	11,849	11,8492	0,661	11,849	0,466	805,297	8,16	96,69	45,0574	88,02	17550,2726
-3	11,6	20,18	0	-0,3	0,96394	2475,9	-841,8466	2458,9218	11,384	11,3844	0,661	11,384	0,466	1559,26	15,18	172,8	80,5317	88,02	32648,6689
-2	11,6	22,52	0	-0,2	0,9898	3420,5	-687,8994	3440,6112	11,084	11,0839	0,661	11,084	0,466	2208,16	20,93	232	108,106	88,02	45015,5889
-1	11,6	26,82	0	-0,1	1	4556,4	-480,3416	4590,7922	10,915	10,9147	0,661	10,915	0,466	2968,44	25,8	281,6	131,225	88,02	59590,6314
0	11,6	29,67	0	0	1,05	5160,3	0	5249,269	10,86	10,86	0,661	10,860	0,466	3403,7	28,97	314,6	146,61	88,02	67985,7986
1	11,6	32,45	0	0,1	0,98499	5618,8	570,87556	5680,6414	10,915	10,9147	0,661	10,915	0,466	3688,84	32,48	354,5	165,202	88,02	74052,4002
2	11,6	34,41	0	0,2	0,9798	5868,3	1253,6578	5751,7459	11,084	11,0839	0,661	11,084	0,466	3735,84	35,41	392,5	182,897	88,02	76158,7197
3	11,6	37,35	0	0,3	0,96394	6032,8	1879,8454	5759,5477	11,384	11,3844	0,661	11,384	0,466	3741	36,42	414,6	193,212	88,02	78330,9961
4	11,6	35,87	0	0,4	0,92652	5935,1	2534,0312	5447,9373	11,849	11,8492	0,661	11,849	0,466	3535,02	35,82	424,4	197,789	88,02	77040,5348
5	11,6	33,45	0	0,5	0,87603	5549	2824,5025	4818,9768	12,54	12,54	0,661	12,540	0,466	3119,27	33,45	419,5	195,471	88,02	71943,213
6	11,6	28,63	0	0,6	0,9	4926,7	2996,0362	3961,3816	13,575	13,575	0,661	13,575	0,466	2552,4	29,63	402,2	187,438	88,02	63727,2766
7	11,6	24,38	0	0,7	0,83414	3908,6	2756,0214	2819,8859	15,207	15,207	0,661	15,207	0,466	1797,86	23,38	355,5	165,682	88,02	50284,9722
8	11,6	17	0	0,8	0,7	2706,4	2185,12	1663,84	19,1	18,1	0,661	18,100	0,466	1033,71	16	289,6	134,954	88,02	34412,2992
9	10,32	5,72	0	0,9	0,56589	293,5	25,1636	137,4585	10,474	47,374	0,661	47,374	0,466	84,2492	4,72	44,72	20,8402	88,02	3860,61001
<b>Somme</b>							16011,912			173,85		173,85		29660,4			1721,34		657387,452

<b>Kas</b>	<b>1,76</b>
<b>Kss</b>	<b>1,28</b>

## Annexe 5

## Cas de Vidange rapide

## Talus Amont

La Stabilité pour  $R= 134,72$  m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-3	11,84	1,49	0	-0,3	0,95394	264,62	-79,3872	252,43521	12,412	12,4117	0,62	156,5098	1,49	18,4934	11,465921	117,4	4660,03
-2	13,6	14,31	0	-0,2	0,9798	2919,2	-583,848	2860,2594	13,88	13,8804	0,62	1773,361	14,31	198,629	123,15005	117,4	51407,8
-1	13,6	20,84	0	-0,1	0,99499	4251,4	-425,136	4230,0498	13,669	13,6685	0,62	2622,631	20,84	284,852	176,60813	117,4	74866,4
0	13,6	26,14	0	0	1	5332,6	0	5332,56	13,6	13,6	0,62	3306,187	26,14	355,504	220,41248	117,4	93906,4
1	13,6	29,95	0	0,1	0,99499	6109,8	610,98	6079,1742	13,669	13,6685	0,62	3769,088	29,95	409,372	253,81064	117,4	107594
2	13,6	32,12	0	0,2	0,9798	6552,5	1310,496	6420,093	13,88	13,8804	0,62	3980,458	32,12	445,84	276,42067	117,4	115389
3	13,6	33,28	0	0,3	0,95394	6789,1	2036,736	6476,4077	14,257	14,2567	0,62	4015,373	33,28	474,462	294,16650	117,4	119556
4	13,6	32,5	0	0,4	0,91652	6630	2652	6076,4954	14,839	14,8388	0,62	3767,427	32,5	482,262	299,00215	117,4	116754
5	13,6	30,1	0	0,5	0,86603	6140,4	3070,2	5317,7424	15,704	15,7039	0,62	3297	30,1	472,688	293,06669	117,4	108132
6	13,6	25,9	0	0,6	0,8	5283,6	3170,16	4226,88	17	17	0,62	2620,666	25,9	440,3	272,986	117,4	93044,2
7	13,6	18,12	0	0,7	0,71414	3696,5	2587,536	2639,8147	19,044	19,0438	0,62	1636,685	18,12	345,074	213,94576	117,4	65095
8	7,91	9,7	0	0,8	0,6	1150,9	920,724	690,543	13,183	13,1833	0,62	428,1367	9,7	127,878	79,284566	117,4	20267,4
<b>Somme</b>							15934,696			148,844		29443,65			2379,7036		914605

<b>Kas</b>	<b>1,72</b>
<b>Kss</b>	<b>1,20</b>

## Annexe 5

## Cas de Fonctionnement normal

## Talus Amont

La Stabilité pour R=106,05 m.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-5	8,9	6,64	0	0	-0,5	0,866	1477,4	-738,7	1279,5	10,2768	10,27683	0,625	799,7	6,64	68,238183	42,65	94,72	20990,8992
-4	12,1	14,25	2,09	0	-0,4	0,9165	5018,717	-2007,4868	4599,7	13,2022	13,20218	0,625	2875	14,25	188,131099	117,6	94,72	71305,9311
-3	12,1	17,76	5,85	0	-0,3	0,9539	7354,38	-2206,314	7015,6	12,6842	12,68425	0,625	4385	17,76	225,272218	140,8	94,72	104491,031
-2	12,1	21,5	8,79	0	-0,2	0,9798	9481,802	-1896,3604	9290,2	12,3495	12,34951	0,625	5806	21,5	265,514482	165,9	94,72	134717,443
-1	12,1	25,17	10,56	0	-0,1	0,995	11191,653	-1119,1653	11136	12,161	12,16096	0,625	6960	25,17	306,091302	191,3	94,72	159011,006
0	12,1	29	11,12	0	0	1	12539,956	0	12540	12,1	12,1	0,625	7837	29	350,9	219,3	94,72	178167,695
1	12,1	32,93	10,5	0	0,1	0,995	13518,725	1351,8725	13451	12,161	12,16096	0,625	8407	32,93	400,460333	250,3	94,72	192074,045
2	12,1	36,58	8,67	0	0,2	0,9798	14002,846	2800,5692	13720	12,3495	12,34951	0,625	8575	36,58	451,745105	282,3	94,72	198952,436
3	12,1	40,67	5,33	0	0,3	0,9539	14108,479	4232,5437	13459	12,6842	12,68425	0,625	8412	40,67	515,868306	322,4	94,72	200453,27
4	12,1	44,4	0	0	0,4	0,9165	13431	5372,4	12310	13,2022	13,20218	0,625	7694	44,4	586,176897	366,4	94,72	190827,648
5	12,1	42,95	0	0	0,5	0,866	12992,375	6496,1875	11252	13,9719	13,97188	0,625	7032	42,95	600,092096	375,1	94,72	184595,664
6	12,1	37,81	0	0	0,6	0,8	11437,525	6862,515	9150	15,125	15,125	0,625	5719	37,81	571,87625	357,4	94,72	162504,355
7	12,1	25,53	0	4,47	0,7	0,7141	8912,739	6238,9173	6365	16,9434	16,94339	0,625	3978	25,53	432,564722	270,4	94,72	126632,196
8	12,1	11,83	0	8,97	0,8	0,6	5966,389	4773,1112	3579,8	20,1667	100,8333	0,625	2237	11,83	238,571667	149,1	94,72	84770,4549
9	5,17	1,5	0	1,71	0,9	0,4359	388,3704	349,53336	169,29	11,8608	59,30397	0,625	105,8	1,5	17,7911902	11,12	94,72	5517,96664
Somme								33255,81			305,8692		77148			3102		1922715,21

<b>Kas</b>	<b>2,35</b>
<b>Kss</b>	<b>1,56</b>

## Annexe 5

## Cas de Fonctionnement normal

## Talus Amont

La Stabilité pour  $R=109,05$  m.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dLi	C*Li	tang $\theta$ 1	C*dli	tang $\theta$ 2	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-3	7,46	4,83	0	-0,3	0,95394	900,8	-270,2385	859,30366	7,8202	7,8202	0,466	7,820	0,466	400,436	4,83	37,77	17,6016	127,73	17258,7818
-2	14,5	11,0	0	-0,2	0,9798	4020,1	-804,025	3938,902	14,799	14,799	0,466	14,799	0,466	1835,53	11,09	164,1	76,4803	127,73	77023,5849
-1	14,5	17,7	0	-0,1	0,99499	6448,9	-644,8875	6416,5496	14,573	14,573	0,466	14,573	0,466	2990,11	17,79	259,3	120,813	127,73	123557,221
0	14,5	23,3	0	0	1	8478,9	0	8478,875	14,5	14,5	0,466	14,500	0,466	3951,16	23,39	339,2	158,046	127,73	162451,006
1	14,5	27,2	0	0,1	0,99499	9874,5	987,45	9825,0034	14,573	14,573	0,466	14,573	0,466	4578,45	27,24	397	184,988	127,73	189190,483
2	14,5	29,7	0	0,2	0,9798	10792	2158,325	10573,59	14,799	14,799	0,466	14,799	0,466	4927,29	29,77	440,6	205,304	127,73	206762,139
3	14,5	30,6	0	0,3	0,95394	11114	3334,275	10602,319	15,2	15,2001	0,466	15,200	0,466	4940,68	30,66	466	217,173	127,73	212943,473
4	14,5	29,5	0	0,4	0,91652	10726	4290,55	9830,8851	15,821	15,8208	0,466	15,821	0,466	4581,19	29,59	468,1	218,152	127,73	205511,982
5	14,5	26,6	0	0,5	0,86603	9653,4	4826,6875	8360,068	16,743	16,7432	0,466	16,743	0,466	3895,79	26,63	445,9	207,776	127,73	184953,838
6	14,5	20,4	0	0,6	0,8	7398,6	4439,175	5918,9	18,125	18,125	0,466	18,125	0,466	2758,21	20,41	369,9	172,388	127,73	141753,956
7	14,5	12,9	0	0,7	0,71414	4676,3	3273,375	3339,5105	20,304	20,3041	0,466	20,304	0,466	1556,21	12,9	261,9	122,056	127,73	89594,6119
8	5,39	5,84	0	0,8	0,6	786,94	629,552	472,164	8,9833	44,9167	0,466	44,917	0,466	220,028	5,84	52,46	24,4476	127,73	15077,3769
<b>Somme</b>							22490,477			204,354		204,3539		36234,7			1707,62		1608819,67

<b>Kas</b>	<b>1,62</b>
<b>Kss</b>	<b>1,08</b>

## Annexe 5

## Cas de Fonctionnement normal

## Talus Amont

La Stabilité pour **R=134,72m.**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
N°Tr	bi	h1	h2	Sina	Cos a	Gn	T=Gn*Si na	N=Gn*C osa	Li	C*Li	tangø1	C*dli	tangø2	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	
-3	11,8	6,72	0	-0,3	0,9539	1987,4	-596,232	1895,89	12,40	12,401	0,625	12,401	0,45	1184,94	6,72	83,34	37,5013	121,42	36197,2447	
-2	14	14,2	0	-0,2	0,9798	2352	-470,4	2304,48	14,28	14,288	0,625	14,289	0,45	1440,3	6,72	96,02	43,209	121,42	42836,976	
-1	14	20,7	0	-0,1	0,9949	4970	-497	4945,08	14,07	14,070	0,625	14,071	0,45	3090,68	14,2	199,8	89,9107	121,42	90518,61	
0	14	25,7	0	0	1	7255,5	0	7255,5	14	14	0,625	14,000	0,45	4534,69	20,73	290,2	130,599	121,42	132144,422	
1	14	29,7	0	0,1	0,9949	8995	899,5	8949,91	14,07	14,07	0,625	14,071	0,45	5593,69	25,7	361,6	162,726	121,42	163825,935	
2	14	31,9	0	0,2	0,9798	10409	2081,8	10198,6	14,28	14,288	0,625	14,289	0,45	6374,18	29,74	424,9	191,226	121,42	189579,117	
3	14	32,8	0	0,3	0,9539	11179	3353,7	10664,0	14,67	14,676	0,625	14,676	0,45	6665,05	31,94	468,8	210,938	121,42	203603,127	
4	14	32,0	0	0,4	0,9165	11494	4597,6	10534,4	15,27	15,275	0,625	15,275	0,45	6584,02	32,84	501,6	225,738	121,42	209340,222	
5	14	29,5	0	0,5	0,8660	11221	5610,5	9717,67	16,16	16,165	0,625	16,166	0,45	6073,54	32,06	518,3	233,224	121,42	204368,073	
6	14	24,7	0	0,6	0,8	10343	6205,5	8274	17,5	17,5	0,625	17,500	0,45	5171,25	29,55	517,1	232,706	121,42	188367,953	
7	14	15,9	0	0,7	0,7141	8673	6071,1	6193,76	19,60	19,603	0,625	19,604	0,45	3871,1	24,78	485,8	218,603	121,42	157961,349	
8	5,5	1,5	0	0,8	0,6	2186,3	1749	1311,75	9,166	45,833	0,625	9,167	0,45	819,844	15,9	145,8	65,5875	121,42	39818,1713	
Somme							29601,3			199,77		163,1061		50218,4	1,5		1804,47		1622363,95	
<b>Kas</b>							<b>1,70</b>													
<b>Kss</b>							<b>1,22</b>													



## Annexe 5

**Cas de Fonctionnement normal****Talus Aval**La Stabilité pour **R=121,53**.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li	C*Li	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan g $\theta$	dn	a*Gn*dn
-3	8,87	5,04	0	-0,3	0,95394	1117,6	-335,286	1066,1415	9,2983	9,29829	0,62	661,0077	5,04	46,8634	29,0552857	135,1	22643,5
-2	15,4	13,43	0	-0,2	0,9798	5170,6	-1034,11	5066,0837	15,718	15,7176	0,62	3140,972	13,43	211,087	130,873828	135,1	104758
-1	15,4	20,33	0	-0,1	0,99499	7827,1	-782,705	7787,8164	15,478	15,4776	0,62	4828,446	20,33	314,659	195,088735	135,1	158580
0	15,4	25,64	0	0	1	9871,4	0	9871,4	15,4	15,4	0,62	6120,268	25,64	394,856	244,81072	135,1	199999
1	15,4	29,84	0	0,1	0,99499	11488	1148,84	11430,814	15,478	15,4776	0,62	7087,104	29,84	461,851	286,347656	135,1	232761
2	15,4	32,32	0	0,2	0,9798	12443	2488,64	12191,796	15,718	15,7176	0,62	7558,914	32,32	507,992	314,954738	135,1	252105
3	15,4	33,48	0	0,3	0,95394	12890	3866,94	12296,086	16,144	16,1436	0,62	7623,573	33,48	540,487	335,102111	135,1	261154
4	15,4	32,7	0	0,4	0,91652	12590	5035,8	11538,467	16,803	16,8028	0,62	7153,85	32,7	549,451	340,659512	135,1	255070
5	15,4	29,81	0	0,5	0,86603	11477	5738,425	9939,2437	17,782	17,7824	0,62	6162,331	29,81	530,093	328,657657	135,1	232527
6	15,4	24,09	0	0,6	0,8	9274,7	5564,79	7419,72	19,25	19,25	0,62	4600,226	24,09	463,733	287,51415	135,1	187909
7	15,4	7,41	8,86	0,7	0,71414	5854,6	4098,2326	4181,0335	21,564	21,5643	0,62	2592,241	7,41	159,792	99,0707681	135,1	118617
8	13,85	1,5	5,31	0,8	0,6	2137,3	1709,8656	1282,3992	23,083	115,417	0,62	795,0875	1,5	34,625	21,4675	135,1	43303,4
somme							28868,828			269,032		54522,04			2453,67355		1942026

<b>Kas</b>	<b>2,30</b>
<b>Kss</b>	<b>1,60</b>

## Annexe 5

## Cas de Fonctionnement normal

## Talus Aval

La Stabilité pour **R=113,35**.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li	C*Li	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*Li	Ui*Li*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-3	4,66	2,56	0	-0,3	0,95394	298,24	-89,472	284,50283	4,885	4,88501	0,62	176,3918	2,56	12,5056	7,75348365	139,6	6245,59
-2	15,6	8,44	0	-0,2	0,9798	998,4	-199,68	978,22822	15,922	15,9217	0,62	606,5015	2,56	40,7595	25,2708958	139,6	20908
-1	15,6	15,19	0	-0,1	0,99499	3291,6	-329,16	3275,1006	15,679	15,6786	0,62	2030,562	8,44	132,327	82,0429253	139,6	68931
0	15,6	21,24	0	0	1	5924,1	0	5924,1	15,6	15,6	0,62	3672,942	15,19	236,964	146,91768	139,6	124060
1	15,6	25,81	0	0,1	0,99499	8283,6	828,36	8242,0779	15,679	15,6786	0,62	5110,088	21,24	333,013	206,468215	139,6	173471
2	15,6	28,19	0	0,2	0,9798	10066	2013,18	9862,5275	15,922	15,9217	0,62	6114,767	25,81	410,939	254,781961	139,6	210795
3	15,6	28,27	0	0,3	0,95394	10994	3298,23	10487,703	16,353	16,3532	0,62	6502,376	28,19	460,998	285,818718	139,6	230233
4	15,6	27,97	0	0,4	0,91652	11025	4410,12	10104,854	17,021	17,021	0,62	6265,01	28,27	481,184	298,333795	139,6	230886
5	15,6	24,35	0	0,5	0,86603	10908	5454,15	9446,8649	18,013	18,0133	0,62	5857,056	27,97	503,833	312,376333	139,6	228436
6	15,6	18,33	0	0,6	0,8	9496,5	5697,9	7597,2	19,5	19,5	0,62	4710,264	24,35	474,825	294,3915	139,6	198871
7	15,6	11,22		0,7	0,71414	7148,7	5004,09	5105,1929	21,844	21,8444	0,62	3165,22	18,33	400,407	248,252519	139,6	149705
8	10,8	4,45	9	0,8	0,6	5167,8	4134,24	3100,68	18	90	0,62	1922,422	11,22	201,96	125,2152	139,6	108221
somme							30511,11			245,611		45350,71			2254,5988		1723609

<b>Kas</b>	<b>1,68</b>
<b>Kss</b>	<b>1,25</b>

## Annexe 5

## Cas de Fonctionnement normal

## Talus Aval

La Stabilité pour  $R=139,04$  m.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan $\theta$	dn	a*Gn*dn
-2	20,73	9,51	0	-0,2	0,9798	4928,6	-985,7115	4828,9804	21,157	21,1575	0,62	2993,968	9,51	201,208	124,74866	146,1	108024
-1	16,4	17,82	0	-0,1	0,99499	7306,2	-730,62	7269,5772	16,483	16,4826	0,62	4507,138	17,82	293,72	182,10658	146,1	160137
0	16,4	24,05	0	0	1	9860,5	0	9860,5	16,4	16,4	0,62	6113,51	24,05	394,42	244,5404	146,1	216122
1	16,4	28,47	0	0,1	0,99499	11673	1167,27	11614,19	16,483	16,4826	0,62	7200,798	28,47	469,26	290,94132	146,1	255842
2	16,4	31,49	0	0,2	0,9798	12911	2582,18	12650,047	16,738	16,7382	0,62	7843,029	31,49	527,085	326,79287	146,1	282981
3	16,4	32,2	0	0,3	0,95394	13202	3960,6	12593,905	17,192	17,1919	0,62	7808,221	32,2	553,578	343,21851	146,1	289361
4	16,4	31,44	0	0,4	0,91652	12890	5156,16	11814,247	17,894	17,8939	0,62	7324,833	31,44	562,583	348,80157	146,1	282532
5	16,4	28,24	0	0,5	0,86603	11578	5789,2	10027,189	18,937	18,9371	0,62	6216,857	28,24	534,783	331,56570	146,1	253775
6	16,4	21,38	0	0,6	0,8	8765,8	5259,48	7012,64	20,5	20,5	0,62	4347,837	21,38	438,29	271,7398	146,1	192129
7	16,11	8,23	0	0,7	0,71414	3314,6	2320,2428	2367,1211	22,559	22,5585	0,62	1467,615	8,23	185,657	115,10706	146,1	72650,1
somme							25504,513			163,185		52829,84			2454,8138		2005531

<b>Kas</b>	<b>1,72</b>
<b>Kss</b>	<b>1,19</b>

## Annexe 5

Tableau N° (VII.7) : volume des matériaux de prise d'eau

N°	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé	di (m)	Déblai	Béton ordinaire	Béton propreté	Remblai	Enroch	Béton armé
	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )		Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )
0	0	0	0	0	0	0													
1	6.55	0	0	0	0	0	3.275	0	0	0	0	0	19.8	64.85	0	0	0	0	0
2	5.93	0	0.55	0	25.96	9.31	6.24	0	0.275	0	12.98	4.655	30	187.2	0	8.25	0	389.4	139.65
3	0.62	0.6	0.091	0	0	0	3.275	0.3	0.3205	0	12.98	4.655	13.3	43.56	3.99	4.2626	0	172.634	61.9115
4	0	0.601	0.091	2.97	0	0	0.31	0.6005	0.091	1.485	0	0	35	10.85	21.0175	3.185	51.975	0	0
5	0.011	0.601	0.091	0.027	0	0	0.0055	0.601	0.091	1.4985	0	0	29.8	0.164	17.909	2.7118	44.655	0	0
6	5.32	0	0.233	0.48	0	2.27	2.6655	0.3005	0.162	0.2535	0	1.135	14	37.32	4.207	2.268	3.549	0	15.89

## Annexe 5

N°	Déblai	Béton armé	Béton propreté	Remblai	Enrochement		Déblai	Béton armé	Béton propreté	Remblai	Enrochement		di (m)	Déblai	Béton armé	Remblai	Enrochement	Béton propreté					
7	0.98	0	0	1.76	0.96	0	3.15	0	0.1165	1.12	0.48	1.135	4	12.6	0	0.466	4.48	1.92	4.54				
							0.49	0	0	1.805	0.48	0	4	1.96	0	0	7.22	1.92	0				
8	0	0	0	1.85	0	0	0	0	0	0.925	0	0	3.09	0	0	0	2.85825	0	0				
							<b>les volumes</b>											<b>358.5</b>	<b>47.1243</b>	<b>21.1434</b>	<b>114.738</b>	<b>565.87</b>	<b>221.99</b>
0	0	0	0	0	0	0																	

## Annexe 5

Tableau N°(VII.8): calcule volumes de matériaux de l'évacuateur des crues

	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Si (m <sup>2</sup> )	Si(m <sup>2</sup> )	Smo y (m <sup>2</sup> )	Smo y (m <sup>2</sup> )	Smo y (m <sup>2</sup> )	Smo y (m <sup>2</sup> )	Smo y (m <sup>2</sup> )		Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )	Vi (m <sup>3</sup> )	vi(m <sup>3</sup> )
0	-	-	-	-	-											
						-	-	-	-	-	10,00	-	-	-	-	-
1	8,02	-	-	-	-											
						11,90	1,98	0,32	-	-	8,83	105,12	17,48	-	-	2,83
2	15,79	3,96	0,64	-	-											
						20,03	13,68	0,64	1,99	-	5,80	116,17	79,34	11,51	-	3,71
3	24,27	23,40	0,64	3,97	-											
						19,88	15,02	0,64	3,47	-	8,78	174,55	131,88	30,47	-	5,62
4	15,49	6,64	0,64	2,97	-											
						7,85	4,30	0,53	21,83	-	10,56	82,90	45,36	230,47	-	5,63
5	0,21	1,95	0,43	40,68	-											
						9,96	2,95	0,38	22,90	-	33,87	337,18	99,75	775,45	-	12,97
6	19,70	3,94	0,34	5,11	-											
						21,47	3,93	0,37	4,60	-	29,27	628,43	115,03	134,50	-	10,68
7	23,24	3,92	0,39	4,08	-											
						21,33	3,85	0,42	11,88	-	17,35	370,08	66,80	206,12	-	7,20

**Tableau VII.01 : symboles des operations**

<b>Travaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Duré (jours)</b>
Installation de chantier	A	100
Réalisation de la galerie de dérivation	B	250
Réalisation du batardeau	C	270
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	70
Exécution du bassin d'amortissement	E	90
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	180
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	350
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	70
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	50
Remblais de la clé d'encrage	J	30
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	360
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	60
Équipements hydromécaniques	M	80
Travaux de finitions	N	100

Annexe 6

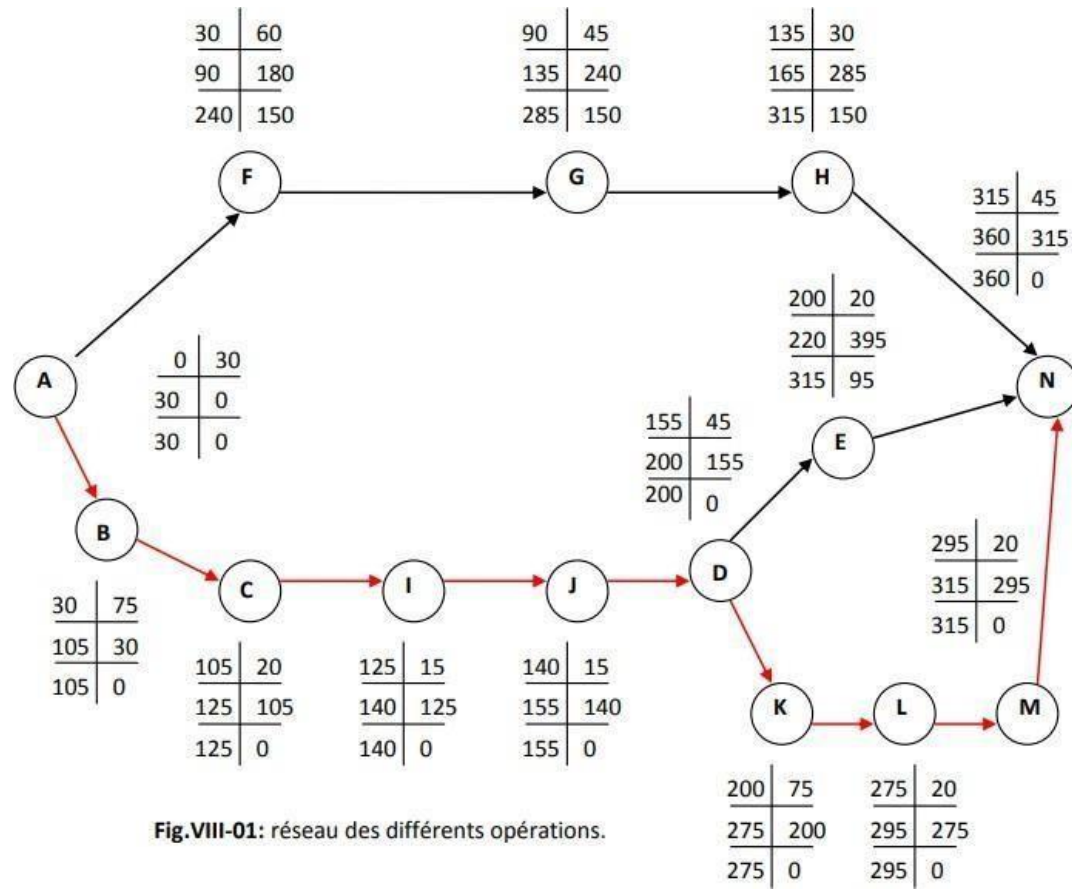


Fig.VIII-01: réseau des différents opérations.