

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques**

### **THEME :**

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE  
DU BARRAGE RENEM (W. Souk-Ahras)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : Aziz IDRIS**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> : K.M.MIHOUBI</b>	<b>MCA</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> : A.HEBBOUCHE</b>	<b>MAA</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> : N.HADJ SADOK</b>	<b>MAA</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> : M.D BENSALAH</b>	<b>MAA</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> : M.BOUKHELIFA</b>	<b>MAB</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> : B.BENLAOUKLI</b>	<b>MCB</b>	<b>Promoteur</b>

Septembre 2013

# DEDICACE

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

*A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices consentis à mon égard pour que je réussisse ;*

*A mes frères et sœurs, en leur souhaitant tout le bonheur du monde ;*

*A toute la famille IDRIS ;*

*A l'ensemble des cadres, enseignants et personnel de l'ENSH ;*

*A l'ensemble des étudiants de l'ENSH, en particulier ceux de la 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> année ;*

*A mes amis de Blida ;*

*A tous ceux qui m'ont aidé et œuvré de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.*

*Enfin, à mes amis de TIZI OUZOU et surtout ceux de l'Association <EL FARADJ> et <ASURIF> et tous ceux qui me côtoient et que j'ai oublié de citer ;*

*Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pu porter leurs noms.*

*IDRIS Aziz*

# *Remerciements*

*Je tiens à exprimer toute ma gratitude envers mon promoteur M. BENLOUKLI.B pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensé pour l'élaboration du présent mémoire de fin d'études.*

*Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs de l'école pour avoir veillé à notre formation.*

*Un grand merci tout spécial à ma famille, surtout mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études et qui ont été toujours là pour moi, à mes frères et sœurs et surtout à ma très chère sœur Yamina à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager tout au long de ces années d'études.*

*Un remerciement particulier et très chaleureux est adressé à mes très chers amis : Nadia (DHW), Aghiles, Ahmed, Ahmed (ancien), Pooh, Hamza (el akh), Redouane (DEM), Sofiane, Clalache ( le rappeur), Miloda, Belouar, Meriem, Khoua ali , Sofiane (l'opticien).*

*IDRIS  
Aziz*

## صخلم:

اردانتسد هده في ل جست طبار افلظ ياء اولدرا انم تيمامل ان بيلا م نيزخت ل ج التملار اي في تبعكم از جارد بصتة تماء و ووسد تيلها قرسا تصاخ تصب هود ا تيطغتلا ايم في ز جعلا هي قسل و ارشلب .  
وي ف طبار دانتر كدم ي تات لك هده انتللو اردوتسم ياء ي نام دسل ت لصفم تسي ووسد تيلاق هارسا و وتسم ياء ديدحتلابي ر ي داوانم .  
دعب اردتقمم تسم و فلتخم تلماشد او جلا ايتخاب انمق بنر ارتقلا ح انممص ثيد بسانم از جاح ا ي نام و نققتا من متابتا ، اجنلاب ق لعتي اميف امز رشب انمق دققح ق معم و دفلتخم مضيق ي ق طأوا ر الاجنلاب .

## Résumé:

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre de conservation des eaux et la mobilisation des millions de mètre cubes d'eau en Algérie généralement et à Souk-Ahras précisément. L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est une étude d'avant-projet détaillé de la digue d'un barrage Renem dans la wilaya de Souk-Ahras.

Après une étude profonde et complète des différentes étapes, nous avons choisi la variante adéquate, puis on a implanté la digue et vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

## Abstract:

Our study is part of the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quantity of water in Algeria, in Souk-Ahras exactly. In this context, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. We dealt in this thesis with a detailed study the dam Renem in the wilaya of Souk-Ahras in wadi Renem. After a precise and complete study of the various stages, we chose the adopted alternative, then we established the dam and checked it stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>SYNTHESE DE FAISABILITE</b>	
Introduction .....	2
I Synthèse des études préliminaires .....	2
I.1 Généralités.....	2
I.2 Etudes topographiques .....	2
I.2.1.1 Situation géographique et topographique .....	3
I.2.1.2 Localisation .....	3
I.3 Cadre géologique général.....	4
I.3.1 Situation géologique .....	4
I.3.1.1 Structure géologique de la vallée de l'oued Renem.....	4
A. Stratigraphie.....	4
B. Tectonique.....	5
C. Hydrogéologie.....	6
D. Sismicité.....	6
I.3.1.2 Structure géologique de la zone de la retenue .....	6
I.3.1.2.1 Berges de la retenue.....	6
A. Classification type morphologique et géologique des berges.....	6
I.3.1.2.2 Cuvette de la retenue .....	7
A Structure géologique .....	7
I.3.1.3 Caractéristique géologique du site .....	7
I.3.2 .Etude géotechnique.....	8
I.3.2.1 Reconnaissances réalisées .....	8
1) Interprétation des résultats des essais in situ .....	9
a. Interprétation de la coupe géologique réalisé sur l'axe de la digue.....	9
b. Interprétation des résultats des essais in situ réalisés sur la zone d'emprunt.....	9
2) essais en laboratoire.....	9
a. Interprétation des résultats des essais en laboratoire .....	10
I.4 Conditions géologiques et géotechniques de la construction .....	12
I.4.1 Barrage.....	12
I.4.2 Tour de prise d'eau .....	13
I.4.3 Evacuateur de crues.....	13
I.5 Matériaux de construction.....	13
I.5.1 Grès.....	13
I.5.2 Sols cohérents.....	14
I.5.2.1 Argiles.....	14
I.5.2.2 Limons.....	15
I.5.2.3 Pierre cassée pour la fabrication du béton.....	15
I.6 Etude hydrologique.....	16
I.7 Variantes étudiées.....	16
I.7.1 Barrage.....	16
I.7.2 Evacuateur des crues.....	16
I.7.3 Ouvrages de prise d'eau.....	17
I.7.3.1 Canal d'amenée.....	17

I.7.3.2 Galerie souterraine.....	17
Conclusion.....	17
<b>ETUDE HYDROLOGIQUE</b>	
INTRODUCTION.....	18
II.1 Caractéristiques générales du bassin versant : .....	18
II-1-1 Caractéristiques morphologique: .....	18
a- Paramètres géométriques : .....	18
b- Paramètres de forme: .....	18
II-1-2 Caractéristiques hydrographiques: .....	24
II.1.3. résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant .....	26
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	27
II.2.1. Température .....	27
II.2.2 Répartition mensuelle du vent.....	28
II.2.3 L'évaporation.....	
II.3 La pluviométrie .....	29
II.3.1 Pluies maximales journalières.....	29
II-3.1-1 Homogénéisation des données .....	29
1) Teste de WILCOXON .....	30
1) Teste de la médiane (MOOD) .....	31
II.3.1.2 Ajustement des pluies maximales journalières.....	32
II.3.1.3. Choix de la loi d'ajustement .....	32
II.3.1.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS .....	32
II.3.1.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	34
II.3.1.3.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale).....	36
II.3.2. Conclusion.....	38
II.4. Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	38
II.5 : Etude des apports .....	40
II.5.1 Caractéristiques de l'écoulement.....	41
II.5.2. Coefficient de variation.....	41
II.6 Irrégularité des apports.....	41
II.6.1 Estimation fréquentielle des apports.....	41
II.6.2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% .....	41
II.7 Apports solides et l'estimation du volume mort .....	42
II.7.1 : Apport solide en suspension.....	42
II.7.2 Transport solide par charriage.....	42
II.8 Régularisation des débits.....	43
II.8.1 : Répartition des besoins .....	43
II.8.2: Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» .....	43
II.8.3 : Calcul du volume utile.....	44
II.8.3.1. Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel .....	44
II.9 : Etude des crues.....	46
II.9.1 Formule utilisées pour le calcul des débits fréquents.....	46
a) Formule de Giandotti.....	46
b) Formule de Sokolovsky.....	46
c) Formule de Mallet-Gauthier.....	47

II.9.2	Hydrogramme de crue .....	47
II.9.3	Choix de la crue de projet et crue de chantier .....	49
II.9.3,1	Choix de la crue de projet .....	49
II.9.3,2	Choix de la crue de Chantier.....	50
II.10	Laminage des crues.....	50
II.10.1	Méthode de KOTCHERINE.....	51
II.10.1.1)	Estimation de la charge au-dessus du déversoir.....	51
II.10.1.2)	Résultats de calcul de laminage.....	54
II.11	Etude d'optimisation .....	54
II.11.1	Calcul du coût approximatif de la digue .....	54
a)	La revanche.....	54
b)	Le tassement.....	55
c)	La largeur en crête .....	55
d)	Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	57
II.11.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	57
a-	Coût du déversoir .....	57
b-	Coût du canal d'approche.....	58
c-	Coût du coursier.....	59
II.11.3	Le coût total du barrage .....	60
	Conclusion.....	61

## **ETUDES DES VARIANTES**

DEFINITIONS.....	62
III.1. le choix du site du barrage .....	62
III.2.le choix du type de barrage .....	62
III.3.Les variantes a choisir.....	64
III.4 .Conception de la digue.....	66
III.4.1.Cote en crête du barrage.....	66
III.4.2 .Dimensionnement des variantes choisit.....	67
III.4.2.1 Barrage en enrochement a noyau central en limon.....	67
III,4,2,1,1 Pente des talus .....	67
III,4,1,1,2 Les bermes .....	67
III,4,2,1,3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau.....	67
1. Revêtement des talus.....	67
2. Noyau.....	68
3. filtre.....	70
4. Drain et drain tapis : .....	71
4.1 Dimensionnement du drain tapis.....	71
III.4.2.2 barrage en enrochement a masque amont en béton armé.....	71
III4.2.2.1 Les pentes des talus : .....	71
III4.2.2.2 La largeur en crête : .....	71
III4.2.2.3 La longueur en crête : .....	71
III4.2.2.4 L'épaisseur de béton : .....	72
III4.2.2.5 Plinthe : .....	72
III4.2.2.6 Le corps du barrage : .....	72
III.4.2.3 Barrage en BCR .....	72

III.5	.Etude technico-économique: .....	73
	a) Barrage poids en béton(BCR) .....	73
	b) Digue en enrochement avec masque amont en béton: .....	73
	c) Digue en enrochement avec un noyau central en limon : .....	74
	Conclusion.....	75

### CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE

Introduction.....	76
IV.1 Dimensionnement de la digue.....	76
IV.1.1 La revanche du barrage .....	76
IV.1.2 La hauteur du barrage .....	76
IV.1.3 Largeur en crête .....	76
IV.1.4 la longueur en crête .....	76
IV.1.5 Les bermes.....	76
IV.1.6 Classification de l'ouvrage.....	77
IV.1.7 Pentés des talus.....	77
IV.1.8 Revêtement de la crête et protection des talus de la digue.....	77
IV.1.8.1 La crête.....	77
IV.1.8.2 Talus aval.....	78
IV.1.8.3 Talus amont .....	78
A. Première méthode .....	78
B. Deuxième méthode.....	79
C. Troisième méthode.....	80
IV.2 Etanchéité du barrage.....	81
IV.2.1 Le noyau.....	81
IV.2.2 La clé d'ancrage.....	82
IV.3 Drainage de la digue .....	82
IV.3.1 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres.....	82
1) Critères de conception.....	82
2) Calcul des filtres.....	84
A) Règle des filtres .....	84
B) Vérification du contact de la couche de protection et la recharge alluvionnaire.....	84
C) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres.....	85
D) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres.....	87
E) Conclusion.....	88
3) Calcul des drains.....	88
A) Dimensionnement du drain tapis.....	88
B) Dimensionnement du prisme aval.....	89
01) Hauteur.....	89
02) Largeur en crête.....	89
03) fruits de talus .....	89
04) Largeur en base du drain .....	89
IV,4 Calcul des infiltrations.....	89
IV.4.1 Ligne de saturation.....	90
IV.4.2 Construction de la ligne de saturation .....	91
IV.4.3 Calcul du débit de fuite par infiltration.....	92

IV.4.3.01 Noyau (Digue) .....	92
IV.4.3.02 Fondation.....	92
IV.4.3.3 Barrage (Digue ; Fondation) .....	93
IV.4.3.4 Vérification de la Résistance d’Infiltration.....	93
A. Sol Noyau.....	93
B. Fondation du barrage .....	93
IV.5 Traitement de la fondation.....	94
IV.5.1 Excavations.....	94
IV.5.2 Buts recherchés.....	94
IV.5.3 Mode d’injection .....	95
IV.6 Tassement De La Digue.....	95
IV.6.1 Déplacement Vertical .....	95
IV.6.2 Déplacement Horizontal.....	95

### **CALCUL DE STABILITE**

V.1.Généralités sur l’étude de stabilité des pentes (barrage) .....	96
V.2. Le glissement des talus : .....	97
a.1 Glissement en cascade. ....	97
a.2 Glissement, puits renard : .....	97
V.2.1 Ordre de calcul (Méthode des tranches) .....	97
V-2.2.Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	98
a. Force de pesanteur .....	99
b. Forces de pression interstitielle.....	99
C. Forces de cohésion.....	99
V.2.3.Clasement des forces.....	100
1. Les forces stabilisatrices.....	100
a) Force de frottement.....	100
b) Force de cohésion.....	100
2. Les forces déstabilisatrices (motrices) .....	100
V.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	100
V.3.1. Retenue pleine : (talus aval) .....	100
V.3.2. Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval) .....	101
V.3.3. vidange rapide :(talus amont) .....	101
Conclusion .....	103

### **ORGANISATION DE CHANTIER**

Introduction .....	104
VI.1 Travaux de réalisation.....	104
a. Travaux de terrassements.....	104
b. Travaux d’excavations.....	104
c. Travaux de construction.....	104
VI.2 Les moyens de chantier.....	105
a. Les moyens humains.....	105
b. Moyens de communications.....	105
c. Les engins de terrassement.....	105
d. Le matériel de bétonnage.....	106
e. Le matériel spécifique.....	106

VI.3	Programme des travaux.....	106
VI4	Planification.....	106
VI,4.1	Définition.....	106
VI.4.2	Techniques de la planification.....	106
VI.4.2.1	Méthodes basées sur le réseau.....	107
i)	Définition du réseau.....	107
A)	Réseau à flèches.....	107
B)	Réseau à nœuds .....	107
ii)	Construction du réseau.....	107
VI.5	Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) .....	107
i)	les paramètres de la méthode C.P.M.....	108
ii)	Chemin critique (C.C) .....	108
iii)	Attribution des durées de chaque opération.....	108
VI.6	Plannings .....	109
VI.6.1	plan de travail au plus tôt .....	109
VI.6.2	Plan de travail au plus tard.....	109
VI.7	Délai de construction et programme des travaux .....	109
VI.8	Symboles des différentes opérations.....	109
VI.9	Détermination des chemins critiques.....	113
VI.10	Principe de base de l'avant-métré et devis estimatif.....	113
	Conclusion.....	115
<b>PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL</b>		
VII,1	Définition.....	116
VII.2.	Organisation de la prévention des accidents du travail .....	116
VII.2.1.	Causes des accidents de travail.....	116
VII.2.1.1.	Causes humaines.....	117
VII.2.1.2.	Causes techniques.....	117
VII.2.2.	Moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail .....	119
VII.3.	Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation.....	119
VII.3.1.	Calcul de débit d'air « Q » par le taux de ventilation « K » .....	119
VII.3.2.	Détermination de Q par l'alimentation minimum Am.....	119
VII.3.3.	Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur.....	119
VII.3.4.	Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	120
VII.3.4.1.	Etude de dimensionnement du réseau de ventilation.....	120
VII.3.4.2.	Calcul du diamètre des canalisations.....	121
	Conclusion.....	121
	CONCLUSION GENERALE.....	122

# LISTE DES TABLEAUX

## SYNTHESE DE FAISABILITE

Tableau I.1 : Caractéristiques morphologique de bassin versant .....	2
Tableau I.2 : résultats des essais sur les zones d'emprunt.....	9
Tableau I.3. caractéristiques géotechnique des roches de la fondation.....	10
Tableau I.4. Caractéristiques géotechnique des matériaux de construction. ....	10
Tableau I.5: résultats des essais Proctor de quelque puits de reconnaissance.....	11
Tableau I.6 : résultats des essais Proctor .....	11
Tableau I.7: la teneur en matière organique des sols extrait dans quelques puits.....	11
Tableau I.8 : résultats de l'analyse chimique.....	12
Tableau I.9. caractéristiques mécaniques de la fondation.....	12
Tableau I.10. propriétés physiques et mécaniques des terrains .....	14
Tableau I.11. Calcul de réserves des terrains limono-argileux .....	15
Tableau I.12. caractéristiques hydrologique du bassin versant Renem.....	16

## ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	19
Tableau II-2 :détermination de la pente Roche Ip :.....	23
Tableau II-3 Evaluation de la pente moyenne.....	24
Tableau II-4 Temps de concentration.....	26
Tableau II.5: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	27
Tableau II.6: Répartition mensuelle de la température. ....	
Tableau II.7: Répartition mensuelle du vent en m/s .....	28
Tableau II.8: Valeurs moyennes de l'évaporation selon l'évaporateur «Colorado» .....	29
Tableau II.9: Station utilisée pour les différents calculs.....	29
Tableau II-10 : Teste de WILCOXON .....	30
Tableau II-11 : Teste de la médiane (MOOD).....	31
Tableau II.12. Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans.....	32
Tableau II.13 : Ajustement à la loi de Gauss. ....	33
Tableau II.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	33
Tableau II.15 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	35
Tableau II.16. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	36
Tableau II.17. Ajustement à la loi de Galton. 8.....	36
Tableau II.18. Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	37
Tableau II.19. La pluie de courtes durées de différentes fréquences.....	39
Tableau II.20: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	40
Tableau II.21: Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.....	41
Tableau II.22 : les apports frequentiels.....	41
Tableau II.23 : Répartition mensuelle de l'apport 80% .....	42
Tableau II.24: Tableau récapitulatif des résultats de calcul du volume de l'apport solide .....	42
Tableau II.25 Répartition mensuelle des besoins totaux (AEP, Irrigation).....	43
Tableau II.26 : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.....	43
Tableau II.27 : Débits fréquentielles calculés.....	47
Tableau II.28: Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue $\delta$ .....	48
Tableau II.29 : Hydro grammes de crues pour différentes périodes de retour.....	48
Tableau II.30 : Crues de projet recommandé. ....	49
Tableau II-31 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE .....	52

Tableau II.32: Résultats récapitulatif du calcul de la revanche.....	55
Tableau II.33: Tableau récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête.....	56
Tableau II.34:Variation de la hauteur du barrage en fonction de H déversante.....	56
Tableau II.35 : Calcul du cout de la digue.....	57
Tableau II.36: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	58
Tableau II-37:Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.....	59
Tableau II.38 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	60
Tableau II.39: coût Total du barrage.....	60
Tableau II-40 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	61

### **ETUDE DES VARIANTES**

Tableau III.1: les différents résultats de la revanche.....	66
Tableau III.2 : les différents résultats de la largeur en crête.....	67
Tableau III.3 : valeurs indicatives des pentes des talus pour un prédimensionnement des digues.....	67
Tableau III .4 : détermination de coefficient C .....	68
Tableau III. 5 : gradient admissible en fonction de la classe d'ouvrage et de type de sol.....	69
Tableau III.6: Les variantes de barrage.....	73
Tableau III.7 : coût de la digue (BCR).....	73
Tableau III.8 : coût de la digue ( enrochement a masque amont).....	74
Tableau III.9 : coût de la digue ( à noyau central).....	74
Tableau III.10 : cout des différentes digues.....	74

### **CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE**

Tableau IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	77
Tableau IV.02 : valeurs indicatives des pentes des talus pour un prédimensionnement des digues.....	77
Tableau IV.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de $\gamma_B$ .....	78
Tableau IV.04: Epaisseur de l'enrochement et $D_{50}$ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	79
Tableau IV.05 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.....	80
Tableau IV.06: Récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.....	86
Tableau IV.07: Récapitulatif des résultats de la deuxième couche de filtre.....	86
Tableau IV.08 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	91
Tableau IV.09 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	94
Tableau IV.10 : Détermination de coefficient de sécurité $K_s$ .....	94

### **CALCUL DE STABILITE**

Tableau V.01 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	96
Tableau V-02 : valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus.....	97
Tableau V.03 : récapitulation des résultats trouvés .....	97
Tableau V.04 : Caractéristique géotechnique des grès mis au corps du barrage.....	98
Tableau V.05 : Caractéristiques géotechnique des sols mis au noyau du barrage.....	98
Tableau V.06 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	102

### **ORGANISATION DE CHANTIER**

Tableau.VI.1: Symboles des opérations.....	110
Tableau.VI.2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage Renem .....	112
TableauVI.03 : avant-mètres et devis estimatif.....	114

### **PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL**

Tableau VII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	120
--	-----

## LISTE DES FIGURES

### SYNTHESE DE FAISABILITE

Figure I.1 : La topographie du bassin versant de Renem.....	3
Figure I.2: Encadrement géographique de la zone du barrage.....	4
Figure I.3 : localisation du barrage.....	4

### ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II.1 : Bassin versant de l'oued Renem.....	20
Figure II.2 : Réseau hydrographique du bassin versant.....	21
Figure II.3 : courbe hypsographique de l'oued Renem.....	22
Figure II.4 Répartition mensuelle de la température.....	28
Figure II.5. Répartition mensuelle du vent.....	28
Figure II.6.Répartition mensuelle de l'évaporation.....	29
Figure II.7. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.....	34
Figure II.8. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	36
Figure II.9.Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	37
Figure II.10. La comparaison graphique entre les trois lois (Gumbel, Gauss et Galton).....	38
Figure II.11: Courbe pluies de courte durée.....	40
Figure II.12 : Courbe (intensité-durée-fréquence).....	40
Figure II.13.courbes « hauteurs-(capacité-surface) ».....	44
Figure II.14. Hydro gramme de crues.....	49
Figure II.15.L'Hydro gramme de la crue de projet a une période de retour 1 000ans.....	50
Figure II.16: L'Hydro gramme de la crue de chantier.....	50
Figure II.17 : Courbes de $H = f(Q, q)$ .....	53
Figure II .18 : COURBES $V = f(Q, q)$ .....	53
Figure II.19: Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	61

### ETUDE DES VARIANTES

Figure III.1. Barrage en enrochement avec un noyau central.....	64
figure III.2 .barrage en enrochement avec masque amont en béton.....	65
Figure III.3.barrage en BCR.....	65

### CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE

Figure IV.1 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d'après l'US Army Corps of Engineers.....	79
--	----

### ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VI.1 : Réseau à nœud.....	111
Figure VI.2 : Réseau à flèche.....	111

### PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Figure VII.01 : Organigramme de la prévention.....	116
--	-----

## **LISTE DES PLANCHES**

**PLANCHE N° 1:** VUEN EN PLAN DE L'AMMENAGEMENT DU BARRAGE RENEM

**PLANCHE N° 2:** EMBLACEMENT DES ZONES D'EMPRUNT DE LA DIGUE DU BARRAGE RENEM

**PLANCHE N° 3:** COUPE GEOLOGIQUE SUR L'AXE DU BARRAGE RENEM

**PLANCHE N° 4:** COUPE DES VARIANTES PROJETEE DE LA DIGUE DU BARRAGE RENEM

**PLANCHE N° 5:** SCHEMA DE CALCUL DE STABILITE ET DES INFILTRATION DE LA DIGUE DU BARRAGE RENEM

**PLANCHE N° 6:** COUPE EN TRAVERS DE LA DIGUE DU BARRAGE RENEM.

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, Elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Dans cette optique la wilaya de Souk-Ahras a bénéficié des importants projets de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels celui du barrage Renem, qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation de la région.

Notre projet d'étude a pour but l'étude de l'avant-projet détaillé de la digue du barrage Renem qui est destiné à l'alimentation en eau potable ainsi que l'irrigation des terres agricoles de cette région.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis on traitera en détail les données pluviométriques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet, du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude de leurs conceptions et puis la faisabilité technico - économique.

Un accent particulier est mis sur la variante choisit et sur les méthodes de calcul et la conception de cette dernière ainsi que le calcul des infiltrations à travers le barrage.

Le chapitre qui suit sera consacré au calcul de stabilité de la variante choisit  
L'organisation de chantier ferra objet de notre avant dernier chapitre qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Le dernier chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

# Chapitre I :

## SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

**Introduction :**

Dans cette partie nous allons donner une synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude russe ZARUBEZHVOdstroy dans le cadre de l'étude d'avant-projet détaillé du barrage sur le site oued Renem dont l'objectif est le stockage des eaux provenant de l'oued Renem pour les utilisées en AEP et l'Irrigation.

**I Synthèse des études préliminaires: [1]****I.1 Généralités :**

Dans cette partie, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

**I.2 Etudes topographiques :**

La région se présente généralement comme une région a relief modéré et aux pentes moyennes, La plus grande partie du bassin versant de l'oued Renem se situe entre 1000 et 1100 m d'altitude, Le bassin versant a une forme plus ou moins allongée, avec un coefficient de compacité de 1.23.

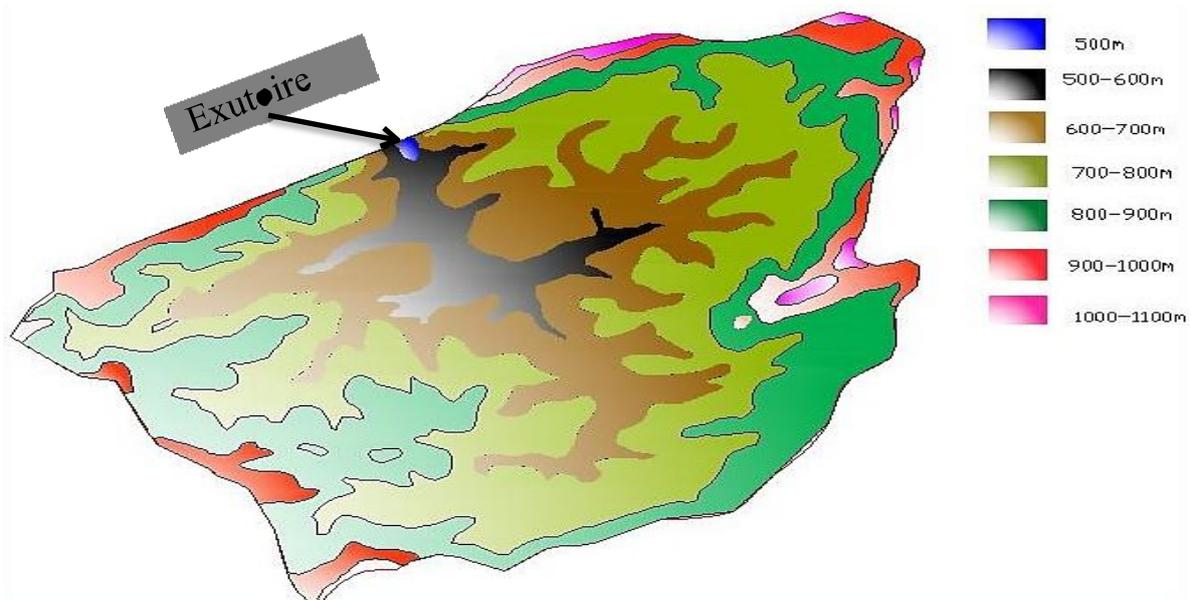
Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont indiquées dans le tableau I.1.et la figure I.2.

Les documents cartographiques utilisés suivant :

- Carte topographique ECH 1 :50000 ;
- Le levé topographique du site du barrage à l'échelle de 1:1000 (90ha) et de la cuvette de la retenue à l'échelle de 1:5000 (500ha)

**Tableau I.1 :** Caractéristiques morphologique de bassin versant ( Source :ANBT)

Désignation	unités	valeurs
Superficie du bassin «S»	Km <sup>2</sup>	191
Périmètre du bassin versant « P»	Km	60.79
Kc (Coef de compacité) adimensionnel		1.23
L (longueur équivalent)	Km	21.45
I (largeur équivalent)	Km	8.90
H max	m, NGA	1080
H moy	m, NGA	770
H min	m, NGA	510
H50%	m,NGA	820
Dénivelée brute « h »	m	520
Dénivelée utile (H5%-H95%)	m	345
Indice de pente globale	m/Km	24.64
Dénivelée spécifique Ds	m	34.05
Longueur du thalweg principal Lp	Km	6.4



**Figure I.01** :La topographie du bassin versant de Renem.

### I.2.1.1 Situation géographique et topographique :

Le site du barrage se situe sur l'Oued Renem. Un des affluents de l'Oued DJedra, juste à proximité de la frontière Tunisien. Ce dernier est situé dans la commune de Mechouicha à trentaines de kilomètres à l'Est de la ville de Souk Ahras.

Les communes limitrophes de Mechouicha sont:

- Au Nord, la commune d'Ait khedra et la et la frontière de la wilaya d'Annaba
- Au Sud, la commune de Bordj du cheikh
- Au l'Est, la commune de Sakiet-Sidi Youcef (Tunisie)
- Au West, la commune de Hammam Zaid

### I.2.1.2 Localisation :

Le site est localisé sur la Carte du Ministère de la Défense Nationale – Institut National de Cartographie - Echelle 1/25000 par les coordonnées LAMBERT suivantes

Les coordonnées du site (système Lambert) sont :

- **X = 997.0 Km**
- **Y =347.6 Km**
- **Z =510 mNGA** (au lit de l'oued)

Dans les figures (I.1) et (I.2) on reporte un bref encadrement géographique de la zone d'étude

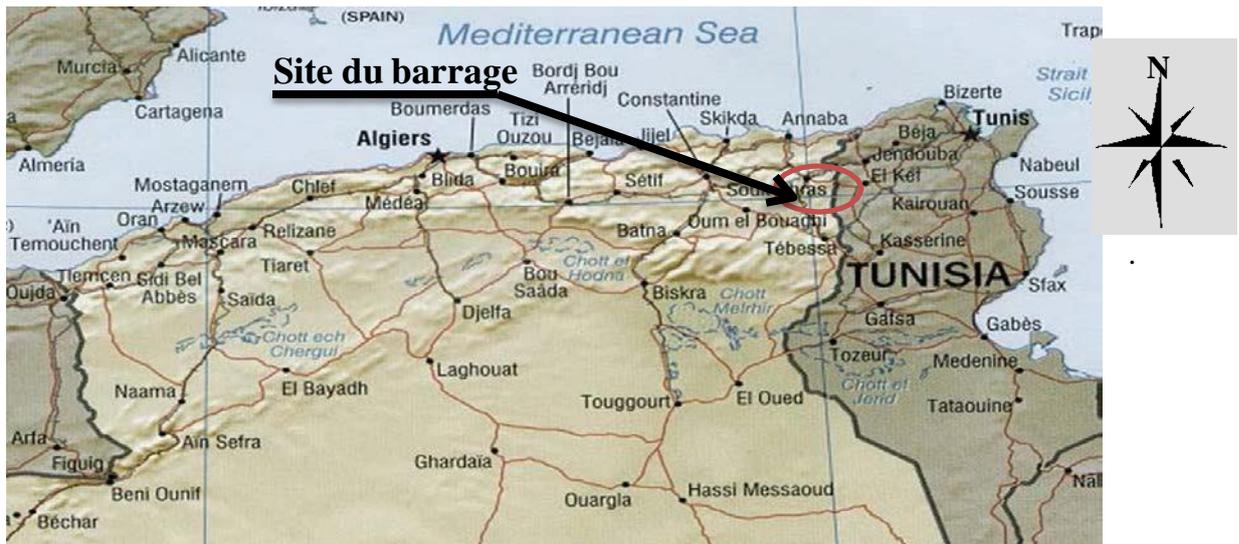


Figure I.2: Encadrement géographique de la zone du barrage

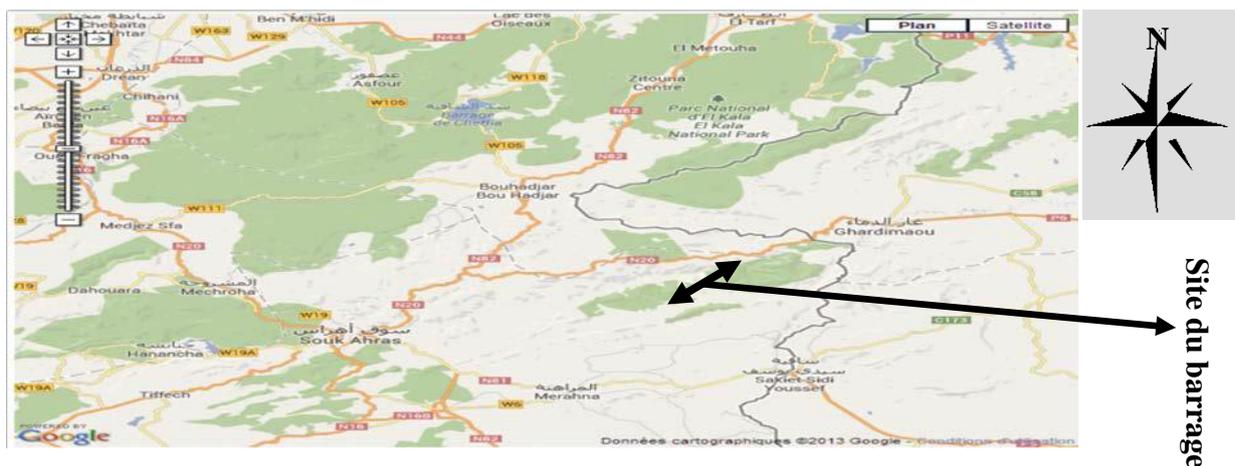


Figure I.3 : localisation du barrage

### I.3 Cadre géologique général :

#### I.3.1 Situation géologique :

##### I.3.1.1 Structure géologique de la vallée de l'oued Renem

###### A. Stratigraphie

Dans la zone des ouvrages en étude (barrage, retenue) sont largement développées les roches marines carboniques, les roches carbono-terrigènes et celles terrigènes du Crétacé supérieur, du Paléogène et du Néogène.

- **Le Santonien supérieur – le Campanien inférieur** est présenté par des marnes avec les bancs rares des calcaires.

- **Le Campanien supérieur** est présenté par sa série inférieure ( $C^{5b}$ ). Sa coupe la plus complète se découvre sur les versants de la chaîne Bou-Rzin en aval du barrage.
- **Les dépôts de Maastricht** affleurent sur la surface au niveau des chaînes les plus hautes et longues en recouvrant leurs sommets et versants.
- **Maastricht inférieur ( $C^{6a}$ )** affleure sur la surface au site du barrage Renem. La série se compose des calcaires.
- **Maastricht supérieur ( $C^{6b}$ )** est présenté par des marnes argileuses et calcaires marneux gris foncé.
- **Les dépôts de Paléocène ( $e^{1-3}$ )** présentés par des marnes à rares intercalations de calcaires affleurent dans le bief amont du barrage à 250 m à l'amont du site.
- **Les dépôts de Miocène** sont largement développés sur le parcours supérieur de l'oued Renem, les marnes et argilites prédominent.
- **La série inférieure ( $m^{1-2}$ )** est présentée par des grès, marnes et argilites. Les roches ont la couleur gris jaune ou gris verdâtre.
- **Les formations quaternaires** ont l'étendue importante dans la vallée de l'oued Renem. Elles se distinguent par la genèse.
- **Les dépôts de Quaternaire inférieur** sont présentés par des travertins ( $q^1_T$ ) dont les affleurements ont lieu sur le versant gauche de la vallée de l'oued Renem dans la zone du site du barrage.
- **Les formations quaternaires moyennes et supérieures** sont présentées par des dépôts de pente diluvio-gravitationnels ( $q^3_{dg}$ ), par des dépôts diluvio-proluviaux ( $q^3_{dp}$ ), ainsi que par des dépôts alluvionnaires ( $q^3_{al}$ ).
- **Les formations contemporaines (Holocène)** sont présentées par les alluvions (Af) des cours d'eau vifs et par les dépôts gravitationnels-éboulis (Ag).
- **Les dépôts des fleuves de boue** ils sont constitués de gros cailloux et galets de calcaires avec remplissage sablo-limoneux et limoneux.

### **B. Tectonique:**

Les principaux complexes des formations structurales sont ceux de Crétacé-Eocène, Miocène et Pliocène quaternaire.

Le complexe de la formation structurale de Crétacé-Eocène comprend les dépôts marins carbono-terrigènes (calcaires, marnes, argiles) datés à partir du Santonien supérieur jusqu'à l'Eocène inclus.

Le complexe de la formation structurale de Miocène se compose des formations orogéniques (mollasses) gisant de façon transgressive sur le complexe de Crétacé-Eocène.

Le complexe de la formation structurale de Pliocène-quaternaire se compose de formations continentales de diverse genèse.

### **C. Hydrogéologie**

Les conditions hydrogéologiques de la vallée de l'oued Renem sont déterminées par sa structure géotectonique, par le caractère du relief et du climat.

- Les nappes aquifères dans les calcaires des étages de Campanien et Maastricht sont les plus abondantes en eau. Les calcaires fissurés gisant sur les marnes imperméables contiennent de l'eau pure, agréable au goût, débouchant par les sources dont les débits sont de 0,5-1,0 l/s.
- Les nappes aquifères dans les dépôts de Miocène et Pliocène sont localisées dans les grès et les conglomérats ayant les bonnes propriétés de filtration. Elles débouchent le long des contacts avec les couches sous-jacentes argilites et marneuses sous la forme des sources dont les débits sont de 0,2-1,5 l/s.

### **D. Sismicité**

Le site du barrage Renem situé dans la zone saharienne de formation structurale appartient à la zone **I** (voir figure I.13 annexes) comprenant:

La région de Constantine qui est proche de la zone d'étude se trouve dans zone de la haute activité sismique est conditionnée par la faille tectonique active ainsi que la région de Guelma dont l'intensité sismique est égale à  $I_0=IX$  degrés (voir figure I.6 dans annexes).

L'intensité sismique de calcul doit être prise égale à VIII degrés (échelle de Mercalli), ce qui correspond à 5.2 degrés de l'échelle de Richter, l'accélération sismique  $a=18.65 \text{ cm/s}^2 \approx 0,20g$ , le résultat a été trouvé à l'aide de la formule suivante

#### **I.3.1.2 Structure géologique de la zone de la retenue**

##### **I.3.1.2.1. Berges de la retenue :**

###### **A. Classification type morphologique et géologique des berges :**

Sur la Carte Géologique de la cuvette de la retenue Renem, Echelle 1/5 000 (quatre types de berges qui ont été observé).

- berges avec les versants raids ( $>30-35^0$ ) constitués de calcaires et calcaires marneux.
- berges avec les versants dont la raideur est moyenne ( $15-30^0$ ) constitués de marnes du sous-étage de Maastricht supérieur du Crétacé supérieur et du Paléocène ( $e^{1-3}$ ).
- berges avec les versants dont la raideur est moyenne ( $15-25^0$ ), constitués de dépôts diluvio-colluviaux ( $q^3_{dg}$ ) dus au glissement de terre (dP) et diluvio-proluviaux ( $q^2_{dp}$ ).
- surfaces à faible pente des terrasses submersibles (Af) et non submersibles ( $q^3_{al}$ ) sont les limons sableux et limons avec insertions de gravier et galet.

#### I.3.1.2.2. Cuvette de la retenue :

##### A Structure géologique :

Ce sont les dépôts alluvionnaires ( $q_{al}^3$ ) des terrasses non inondables de l'oued Renem qui y ont le plus vaste développement. Ils ont une structure à deux couches : la partie inférieure est présentée par le faciès des alluvions – les graviers et galets avec le remplissage en sable et limon sableux, parfois avec des gros blocs (épaisseur jusqu'à 5,0 m) ; la partie supérieure est constituée par le faciès provenant des terrasses submersibles – les dépôts limono-sableux, limoneux et argileux avec des lentilles du sable et des insertions des graviers et galets.

#### I.3.1.3 Caractéristique géologique du site

Les principales formations rencontrées sur le site sont :

- **Santonien supérieur – Campanien inférieur ( $C^{4b-5a}$ )**. Ils affleurent à une distance de 300 m à l'aval du site du barrage. Elles sont présentées sur le plan lithologique par des marnes avec les couches rares intercalées de calcaires.
- **Campanien supérieur ( $C^{5b}$ )** ils affleurent dans les versants droit et gauche de la vallée, à l'aval du barrage à la distance de 50 m de son axe. Ils sont présentés par les marnes calcaires, gris foncé, peu résistantes, par les calcaires marneux gris avec des intercalations des calcaires gris jaunâtre et en toit par les calcaires.

- **Les dépôts de Maastricht inférieur (C<sup>6a</sup>)** gisent dans l'assise du barrage en étude, ils constituent les versants gauche et droit de la vallée. Les roches du substrat sont présentées par les calcaires résistants de couleur blanche, gris clair, gris jaunâtre,
- **Les dépôts Maastricht supérieur (C<sup>6b</sup>)** ils constituent les versants gauche et droit de la vallée à 80-140 m en amont du site du barrage. Les dépôts sont présentés sur le plan lithologique par des marnes et calcaires marneux de couleur grise, en toit de la couche par des calcaires gris jaunâtre.
- **Les dépôts diluvio-proluviaux de Quaternaire moyenne et supérieur** sont présentés sur le plan morphologique par des cônes de déjection et des accumulations au pied des versants constitués de pierres cassées, galets mal roulés, sables, limons sableux et limons.
- **Les dépôts diluvio-gravitationnels de Pléistocène supérieur (q<sub>dg</sub><sup>3</sup>)**. Sont représentés par des blocs, pierres cassées, arènes avec le remplissage limono-sableux et limoneux. Ils sont développés sur le versant gauche de la vallée de l'oued Renem tant à l'amont qu'à l'aval du barrage.
- **Les dépôts alluvionnaires de Pléistocène supérieur (q<sub>al</sub><sup>3</sup>)** Sont présentés par des pierres cassées, gros blocs, arènes, souvent avec le remplissage en limon sableux et limoneux. Elles sont développées sur le versant droit de la vallée.
- **Les dépôts alluvionnaires contemporains (Af)** constituent la terrasse inondable et la partie de lit de la vallée de l'oued Renem. Les dépôts sont présentés par des cailloux, graviers, gros blocs de grès avec le remplissage en limon sableux et en sable.

### **I.3.2 .Etude géotechnique:**

#### **I.3.2.1 Reconnaissances réalisées :**

Au cours de l'exécution des travaux de prospection (y compris les prospections faites au stade de l'Etude de faisabilité) un bureau d'études russe a effectué les travaux qui sont résumés dans le **Tableau I.12** dans les annexes.

#### **1 Essais in situ :**

- L'exécution de 165 essais d'eau dans les sondages par la méthode de Lugeons.
- L'exécution de 6 essais d'eau dans les sondages par la méthode de Lefranc.
- L'exécution de 6 sondages dans la carrière des grès d'une longueur totale de 140 m, le prélèvement de 31 monolithes.

- L'exécution de 12 puits de reconnaissance dans la zone d'emprunt des sols cohérents d'une profondeur totale de 37,7 m et le prélèvement de 12 échantillons de masse du sol.
- Le rattachement topographique de 25 sondages.
- L'exécution de 19 sondages dans la région du site du barrage d'une longueur totale de 1051 m, le prélèvement de 118 monolithes.

**1) Interprétation des résultats des essais in situ :**

**a. Interprétation de la coupe géologique réalisé sur l'axe de la digue :**

Les travaux de terrain ont montré que le calcaire forme le substratum du lit de l'oued affleure dans quelque partie du lit de l'Oued et d'autre part les argiles et les limons ainsi que les travertins couvrent la partie supérieure du substratum. Donc le sol est la roche qui devra supporter le corps de la digue.

**b. Interprétation des résultats des essais in situ réalisés sur les zones d'emprunt :**

Les dix-huit puits de reconnaissance réalisés sur les deux versants de la cuvette (zone d'emprunt) sont destinés à mettre en évidence les réserves et la qualité des matériaux rocheux et argileux nécessaires à la construction de la digue.

**Tableau I.2 :** résultats des essais sur les zones d'emprunt.

Profondeur	Zone d'emprunt des grès						Zone d'emprunt des sols cohérents			
	SR-1C	SR-2C	SR-3C	SR-4C	SR-5C	SR-6C	Axe	Aire (m <sup>2</sup> )	N° de puits de reconnaissance	Puissance moyenne de la couche utile (m)
0-1	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	Blocs, Cailloux et Sables	I-1	35 000	PR-1B	2.5
1-2										
2-3	Grès	Grès, argilites et aleurites	Blocs, Cailloux et Sables	I-2	47 000	PR-1, PR2 et PR-2B	2.5			
3-4										
4-5	argilites	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilite et aleurites	Blocs, Cailloux et Sables	I-3	30 000	PR-3B,4B	2.0
5-9										
9-12	Grès	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilite et aleurites	Blocs, Cailloux et Sables	I-4	70 000	PR-5B, 6B, 7B	2.0
12-17										
17-20	Grès	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilites et aleurites	Grès, argilite et aleurites	Blocs, Cailloux et Sables	I-5	10 000	PR-8B, 9B, 10B	2.0
17										

**2 Essais en laboratoire :**

L'objectif des essais en laboratoire qui ont été fait est de déterminer les propriétés physico-mécaniques, propriétés de filtration ainsi que la composition chimique des roches et des sols.

Les essais d'identification comprennent l'analyse granulométrique et les limites d'atterberg. les essais mécaniques comprennent l'essai triaxial et l'essai Proctor normal

**a. Interprétation des résultats des essais en laboratoire :**

**a.1- Résultats des essais physiques et mécaniques:**

L'étude des propriétés physiques et mécaniques des roches des fondations des ouvrages a été faite en Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction.

**Tableau I.3.**caracteristiques géotechnique des roches de la fondation.

type de fondation	structures géologique	$\rho$	<b>P</b>	$e_v$	$R_{cs}$	$R_{cs I}^I$	$A_{bs}$	$K_w$
<b>calcaires</b>	Etage Campanien	2,57	5	0,053	1320	720	1,2	0,87
	Etage de Maastricht (sup)	2,48	8,2	0,089	955	720	2	0,82
	Etage de Maastricht (inf)	2,55	6	0,064	813	528	**	0,86
<b>calcaires marneux</b>	Etage Campanien	2,5	8,2	0,09	296	145	2,1	0,69
	Etage de Maastricht (sup)	2,46	9,5	0,105	410	273	**	0,69
	Etage de Maastricht (inf)	2,51	7,6	0,083	454	155	3,6	0,48
<b>Travertins</b>		2,02	23,9	0,32	173	**	**	**

Avec :

$\rho$ : densité en état naturel en  $g/cm^3$ ; **P**: porosité moyenne en %;  $e_v$ : indice des vides;

$R_{cs}$ : La valeur normative de la limite de résistance à la compression axiale en  $kg/cm^2$ ;

$R_{cs I}^I$ : la résistance à la compression axiale en  $kg/cm^2$ ;  $A_{bs}$ : absorption unitaire d'eau en %

$K_w$ : coefficient d'amollissement sans unité.

**Tableau I.4.** Caractéristiques géotechnique des matériaux de construction.

Type du matériau	N° de puits	Densité des particules du sol	Densité, $g/cm^3$		Teneur en eau, %	Porosité, %	Indice de vides	Limite de la résistance à la compression axiale, $kg/cm^2$		Absorption d'eau unitaire, %	Coefficient d'amollissement
			en état naturel	densité sèche				en état sec à l'air	après la saturation		
			$\rho_s$	$\rho_d$				<b>W</b>	<b>n</b>		
Grès	SR -1C	2,68	2,25	2,21	1,6	17,5	0,213	225	117		0,52
	SR-2C	2,69	2,27	2,23	1,6	17,1	0,206	284	230		0,81
	SR-3C	2,70	2,46	2,33	1,7	13,7	0,159	305			
	SR-4C	2,69	2,27	2,25	1,1	16,4	0,196	280	110		0,39

SR-5C	2,65	2,31	2,26	2,0	14,7	0,173	189			
SR-6C	2,67	2,34	2,29	2,1	14,2	0,166	218	35	6,3	0,16
<b>Moyenne</b>		<b>2,32</b>	<b>2,26</b>		<b>15,6</b>	<b>0,185</b>	<b>250</b>	<b>123</b>	<b>6,3</b>	<b>0,36</b>

Pour les sols cohérents :

□ **Résultats de compactage (Essai du Proctor Normale OPN) :**

L'essai Proctor a été fait sur les dépôts limoneux (zone d'emprunt) qui ont été extrait dans puits PR-3B, 4B, 5B, 6B, 9B, 10B et ces résultats sont ci-après:

**Tableau I.5:** résultats des essais Proctor de quelque puits de reconnaissance.

Puits	PR-3B	PR-4B	PR-5B	PR-6B	PR-9B	PR-10B
Profondeur (m)	3	3	3	3	3	3
Densité sèche optimale (g/cm <sup>3</sup> )	1.82	1.76	1.91	1.86	1.86	1.73
Teneur optimal (%)	13.4	16.5	12.8	14.4	12.01	17.78

Les autres résultats des essais mécaniques se manifestent dans le tableau suivant :

**Tableau I.6 :** résultats des essais aux sols

Type de sol	N° du puits de reconnaissance	Teneur en eau optimale, %	Densité maximale, g/cm <sup>3</sup> en état sec	Teneur en eau			Indice de plasticité	Coefficient de perméabilité, m/jour	Indice d'activité colloïdale
				naturelle	à la limite de liquidité	à la limite de plasticité			
		W <sub>opt</sub>	ρ <sub>d, max</sub>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	K <sub>f</sub>	A <sub>C</sub>
<b>ARGILE</b>	PR-1 PR-2 PR-1B PR-2B PR-8B	17.6	1.66	0.168	0.413	0.212	0.200	3.43*10 <sup>-5</sup>	0.62
<b>LIMON</b>	PR-3B PR-4B PR-5B PR-6B PR-7B PR-9B PR-10B	14.8	1.85	0.134	0.243	0.140	0.103	4.24*10 <sup>-3</sup>	0.52

□ **Résultats de la teneur en matière organique :**

**Tableau I.7 :** la teneur en matière organique des sols extrait dans quelques puits.

Puits de reconnaissance	P-1	P-2	PR-1B	PR-3B	PR-6B	PR-9B
Profondeur (m)	3	3	3	3	3	3
M.O	0.32	0.27	0.67	1.56	0.76	0.14

□ **Granulométrie en % du tamisât :**

Les courbes granulométriques des sols cohérents ainsi que les grès (pierres cassées) se trouvent dans l'annexe (figure I.5 et I.6).

### a.2 Résultats de l'analyse chimique :

Les résultats de l'analyse chimique sur oued Renem se trouve dans le tableau ci-après.

**Tableau I.8 :** résultats de l'analyse chimique

N° du sondage	MINERALISATION GLOBALE, mg/l							pH
	Calcium	Magnésium	Sodium	Potassium	Chlorure	Sulfate	Bicarbonate	
	Ca <sup>2+</sup>	Mg <sup>2+</sup>	Na <sup>+</sup>	K <sup>+</sup>	Cl <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	
SR-101	102	30	23	2	65	115	282	7,4
SR-102	149	75	150	5	135	650	208	7,4
SR-104	178	98	230	5	335	585	332	7,1
SR-105	474	181	170	10	155	1 860	226	6,7
SR-108	90	42	185	8	230	217	311	7,2

Vu ces résultats, nous constatons que la qualité de l'eau qui coule dans l'oued Renem est très favorable pour construire un réservoir de stockage de l'eau.

## I.4 Conditions géologiques et géotechniques de la construction

### I.4.1 Barrage

#### □ Versant gauche de la vallée

**Tableau I. 9.**caractéristiques mécaniques de la fondation

Partie du versant	Fondation	RQD (%)	Sondage	Q (l/min)	Rcs (kg/cm2)
Versant gauche	Calcaires	90	SR1	1.91	246
		100	SR2		
		7	SR1		

- **La profondeur de la nappe :**

44m dans la partie supérieure du versant ; 24m dans la partie moyenne du versant, 9m dans le pied du versant et de l'ordre 5m dans l'axe du barrage.

- **La ligne phréatique :**

La ligne phréatique s'abaisse avec une pente de 6° vers le talweg de la vallée.

- **Faïlle tectonique :**

La Présence d'une faille a été détectée par la base du déchiffrement des images aérospatiales dans le versant gauche et le fond de la vallée et aussi détectée par des sondages GR01 et GR02.

#### □ **Partie de lit de la vallée :**

Les dépôts alluvionnaires de lit datés de l'Holocène (Af) sont présentés par des graviers et galets avec le remplissage sableux et plus rarement sablo-limoneux.

Les formations alluvionnaires de Pléistocène supérieur ( $q_{al}^3$ ) ont une structure à deux couches. Leur partie supérieure, est présentée par les sols sablo-limoneux et limoneux. La partie inférieure est constituée de gravier-galet avec le remplissage sableux et plus rarement sablo-limoneux avec une perméabilité de l'ordre de 0.981 l/mn (d'après le sondage SR-8) et un coefficient de perméabilité  $K_f=1.46$  m/jr (d'après le sondage SR-107).

#### □ **Versant droit de la vallée**

Les roches du versant droit de la vallée sont présentées par des calcaires avec des intercalations des calcaires marneux recouverts depuis la surface par des dépôts colluviaux (Ag) présentés par des blocs, pierres cassées et arènes de grès avec le remplissage sableux et limono-sableux. Ces roches sont en général peu perméables ou pratiquement imperméables, cependant leur perméabilité atteignent 0,5-0,80 l/min, c'est-à-dire les roches sont perméables.

### **I.4.2 Tour de prise d'eau**

La densité en état naturel est en moyenne de  $2,48 \text{ g/cm}^3$ . La porosité moyenne est de 8,2 %, l'indice de vides est de 0,089. La valeur normative de la limite de résistance à la compression axiale ( $R_{CS} = 955 \text{ kg/cm}^2$ ), La valeur de calcul de la limite de résistance à la compression axiale  $R_{CS}^I=720 \text{ kg/cm}^2$ . Les calcaires sont classés comme les roches dures présentant une fondation sûre. Leurs absorption d'eau unitaire est de 2,0 %. Le coefficient d'amollissement ( $K_w=0,82$ ).

La perméabilité des roches est très grande ( $q=1,0-2,0 \text{ l/min}$ ).

### **I.4.3 Evacuateur de crues**

L'évacuateur de crues traverse les calcaires de sous-étage de Maastricht inférieur ( $C^{6a}$ ) qui représentent les roches résistantes, dures, Leur densité en état naturel est  $2,48 \text{ g/cm}^3$ . La porosité moyenne est de 8,2 %, l'indice de vides - 0,089. La valeur normative de la limite de

résistance à la compression axiale  $R_{CS}$  est de  $955 \text{ kg/cm}^2$ , La valeur de calcul de la limite de résistance à la compression axiale est égale  $R^1_{CS I}=720 \text{ kg/cm}^2$ .

**I.5 Matériaux de construction :**

**I.5.1 Grès :**

La carrière de grès est située à 1,5 km à l'amont du site du barrage dans le versant droit de la vallée de l'oued Renem. On a réalisé 6 sondages : SR-1C, SR-2C, SR-3C, SR-4C, SR-5C d'une profondeur de 20 m chacun et SR-6C, d'une profondeur de 40 m.

- L'épaisseur moyenne de la couche d'argilites est de 5m et 1.5m pour les aleurolites.
- La granulométrie des terrains de carrière a été déterminée de façon analytique lors de l'analyse du matériau de carottes.

Les caractéristiques physiques et mécaniques des grès sont, La densité de la roche est  $2,30 \text{ g/cm}^3$ . La porosité est égale à 15,5%, l'indice de vides - 0,184. La valeur normative de la limite de résistance à la compression axiale  $R_{CS}$  est de  $268 \text{ kg/cm}^2$ , La valeur de calcul de la limite de résistance à la compression axiale en état saturé  $R^1_{CS I}=106 \text{ kg/cm}^2$ . Le coefficient d'amollissement ( $K_w$ ) est de 0,35, L'absorption d'eau unitaire est de 4,0%.

**Tableau I.10.** propriétés physiques et mécaniques des terrains

Nbre de déterminations		Indices normatifs		Indices de calcul pour les groupes des états limites					
				I			II		
		$R^1_{cs n}, \text{ kg/cm}^2$		$R^1_{cs I}, \text{ kg/cm}^2$			$R^1_{cs II}, \text{ kg/cm}^2$		
17		132		106			132		
$t_a$	1,75	s	63,66	V	0,475	$r_a$	0,202	$g_g$	1,25

Le calcul des réserves explorées a été fait entre les coupes II-II et VI-VI transversales à la direction des roches. Les volumes du terrain sont repartis de manière suivante :

Grès =  $2513300 \text{ m}^3$  ; aleurolites =  $212 400 \text{ m}^3$  ; argilites =  $3 318 000 \text{ m}^3$

Les réserves explorées des pierres dépassent le volume demandé ( $1,2 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) deux fois plus.

**I.5.2 Sols cohérents :**

La zone d'emprunt se situe à 300 m du barrage sur les versants gauche et droit de la vallée, lors de l'exploration de la zone d'emprunt on a fait 12 puits de reconnaissance d'une

profondeur de 3 à 4 m. La puissance des dépôts argilo-limoneux sont de 1,9-4,0 m, recouverts par la terre végétale d'une puissance de 0,2-0,4 m.

La courbe granulométrique des sols cohérents est donnée par la figure I.6 dans les annexes.

### I.5.2.1 Argiles

La densité  $\rho_d$  est de 1,66 g/cm<sup>3</sup>, la teneur en eau optimale ( $W_{opt} = 15,0-20,0\%$ ), la teneur en eau à la limite de liquidité ( $W_L$ ) est égale à 0,413, l'indice de plasticité ( $I_P$ ) est égal à 0,200, le coefficient de perméabilité des argiles est de  $3,43 \times 10^{-5}$  m/jour, la pression de gonflement ( $\sigma_{sw}$ ) est égale 2,1 kg/cm<sup>2</sup>, l'humidité du gonflement  $W_{sw}$  est égale à 31,3%, le coefficient de consolidation de filtration ( $C_v$ ) à la pression normale est de  $(1,12-2,21) \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, la limite de résistance à la compression axiale  $R_{Cs}$  des échantillons saturés d'eau a été de 0,29-0,56 kg/cm<sup>2</sup>.

### I.5.2.2 Limons

La densité maximale moyenne du squelette  $\rho_d$  est égale à 1,85 g/cm<sup>3</sup>, la teneur en eau optimale ( $W_{opt} = 12,0\%$  à 17,77%), la teneur en eau à la limite de liquidité ( $W_L = 0,243$ ), la teneur en eau à la limite de plasticité ( $W_P = 0,140$ ), l'indice de plasticité ( $I_P = 0,103$ ), le coefficient de perméabilité des limons ( $K_f = 1,6 \times 10^{-1}$  m/jour), Les indices de résistance Lors des essais suivant le schéma (CD)  $\phi = 20$ ,  $C = 0,340$  kg/cm<sup>2</sup>, l'humidité du gonflement ( $W_{sw} = 19,8\%$ ).

**Tableau I.11.** Calcul de réserves des terrains limono-argileux

CARACTERISTIQUE DU BLOC DU CALCUL DES RESERVES				
Nº	Aire, m <sup>2</sup>	Nº.Nº de puits de reconnaissance	Puissance moyenne de la couche utile, m	Volume des réserves, m <sup>3</sup>
I-1	35 000	PR-1B	2,5	87 500
I-2	47 000	PR-1, 2, 2B	2,5	117 500
I-3	30 000	PR-3B, 4B	2,0	60 000
I-4	70 000	PR-5B, 6B, 7B	2,0	140 000
I-5	100 000	PR-8B, 9B, 10B	2,0	200 000
<b>Total :</b>				<b>605 000</b>

Les réserves explorées des sols cohérents dépassent 0.6 Hm<sup>3</sup> tandis que le volume demandé est de l'ordre de 0.2 Hm<sup>3</sup>.

### I.5.2.3 Pierre cassée pour la fabrication du béton

La carrière se situe sur le versant droit de la vallée de l'oued Renem à environ 250 m du site du barrage.

Leur densité en état naturel est de  $2,55 \text{ g/cm}^3$ , La porosité moyenne est égale à 6,0%, l'indice de vides est de 0,065. La valeur normative de la limite de résistance à la compression axiale ( $R_{CS}=813 \text{ kg/cm}^2$ ). Les valeurs de calcul de la limite de résistance à la compression axiale sont, respectivement,  $R_{CS I}=701 \text{ kg/cm}^2$  et  $R^I_{CS I}=526 \text{ kg/cm}^2$ . Le coefficient de leur amollissement ( $K_W=0,86$ ).

- La densité réelle des grains de la pierre cassée  $2,60 \text{ g/cm}^3$
- La densité de la pierre cassée en vrac  $1,35 \text{ g/cm}^3$

- La demande en pierre cassée pour la fabrication du béton est de  $0.04 \text{ Hm}^3$ .

Le besoin en sable pour la fabrication du béton est égal à peu près à  $10\,000 \text{ m}^3$ . Ce volume sera obtenu de la zone d'emprunt qui est rattachée à la terrasse de Pléistocène Supérieur de rive gauche de l'oued Medjerda formée de gravier et galet remplis de sables et se trouvant à 300 m de l'endroit où l'oued Renem se jette dans l'oued Medjerda.

## I.6 Etude hydrologique :

L'étude hydrologique a permis de définir les paramètres hydrologiques utiles pour le projet du barrage Renem sur l'oued Renem.

Les principaux résultats de l'étude hydrologique sont ci-après :

**Tableau I.12.** caractéristiques hydrologique du bassin versant Renem

Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ )	191
Apports liquides ( $\text{hm}^3/\text{an}$ )	23.20
Débit de crue de projet ( $Q_{0.1\%}$ ) ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	795
Volume mort ( $\text{Hm}^3$ )	5.97

(Source : ANBT)

## I.7 Variantes étudiées :

### I.7.1 Barrage :

Au stade de l'Etude des variantes dans l'étude de faisabilité le bureau d'études russe a proposé les variantes suivantes :

1. Le barrage en enrochement à noyau central en limon.
2. Le barrage en enrochement à masque amont en béton armé.
3. Le barrage-poids en béton dont la zone intérieure est constituée de béton à faible dosage de ciment compacté au rouleau.

### **I.7.2 Evacuateur des crues :**

Au stade de l'Etude des variantes le bureau d'études russe a examinait trois variantes d'évacuateur de crue de surface qui sont les suivantes :

- le déversoir polygonal ;
- le déversoir à l'entonnement latéral ;
- le déversoir en bec de canard.

### **I.7.3 Ouvrages de prise d'eau :**

L'ouvrage de prise d'eau se compose du canal d'amenée, la galerie souterraine, la tour de prise d'eau.

#### **I.7.3.1 Canal d'amenée :**

Le canal d'amenée a une longueur de 80 m. La section transversale du canal est trapézoïdale, le fruit de talus est de 1,5, la largeur au plafond est de 6,0 m.

La cote du fond du canal est de 515,0 m.

#### **I.7.3.2 Galerie souterraine :**

La galerie souterraine d'une longueur de 29,0 m, la largeur et la hauteur sont de 4,0 m. L'épaisseur du revêtement en béton armé est égale à 0,4 m.<sup>2</sup>

#### **I.7.3.3 Tour de prise d'eau :**

La structure de la tour de prise d'eau est adoptée de façon à assurer l'entonnement correct de l'eau aux conduites, à installer le matériel hydromécanique destiné à régler le prélèvement de l'eau de la retenue et à vider la retenue.

La hauteur de la tour à compter de la semelle de la dalle de fondation jusqu'au sommet supérieur de la chambre de commande est de 51,55 m.

L'épaisseur des murs est adoptée égale à 1,0 m en vue d'assurer la résistance et l'étanchéité de la tour.

### **Conclusion :**

A travers cette synthèse de faisabilité nous pouvons conclure que les caractéristiques mécaniques de la zone d'implantation de barrage sont médiocre d'où la nécessité d'un

traitement de la fondation avant l'implantation du barrage envisagé quel que soit son type.

# Chapitre II

## ETUDE HYDROLOGIQUE

**INTRODUCTION :**

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Renem pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

**II. 1 Caractéristiques générales du bassin versant :**

**II--1 Caractéristiques morphologique: [6]**

**a- Paramètres géométriques :**

□ **Surface du bassin versant:**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimètrage à Autocad et elle est de :

$$S = 191 \text{ Km}^2$$

□ **Périmètre du bassin versant:**

Le périmètre est obtenu par curvimètrage et il est de :

$$P = 68.56 \text{ Km}$$

□ **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long, il est de :

$$L_p = 6.4 \text{ Km}$$

**b- Paramètres de forme:**

□ **Indice de compacité (GRAVELIUS):**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(\text{II-1})$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c = 1,39$$

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est allongé.

□ **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :  $Ca = L^2 / S \dots\dots\dots(\text{II-2})$

L : la longueur du talweg principal L = 6.4 Km

S : la superficie du bassin versant. S =191 Km<sup>2</sup>  
 Ca=0.21

□ **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. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule:

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[ \sqrt{1 - \frac{1.128^2}{K_c}} + 1 \right] \dots\dots\dots (II-4)$$

La largeur est donnée par la formule:  $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (II-4)$

$$L = 21.51 \text{ Km}$$

$$l = 8.87 \text{ Km}$$

□ **Hypsométrie du bassin versant:**

A partir du tableau IV.1, le pourcentage des aires partielles est déterminé et la courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

**Tableau II-1:** Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	S <sub>i</sub> (km <sup>2</sup> )	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (%)	S <sub>i</sub> cum (%)
1090-1000	2.483	1045	1.3	1.3
1000-900	17.381	950	9.1	10.4
900-800	52.143	850	27.3	37.7
800-700	67.996	750	35.6	73.3
700-600	39.919	650	20.9	94.2
600-520	11.078	560	5.8	100

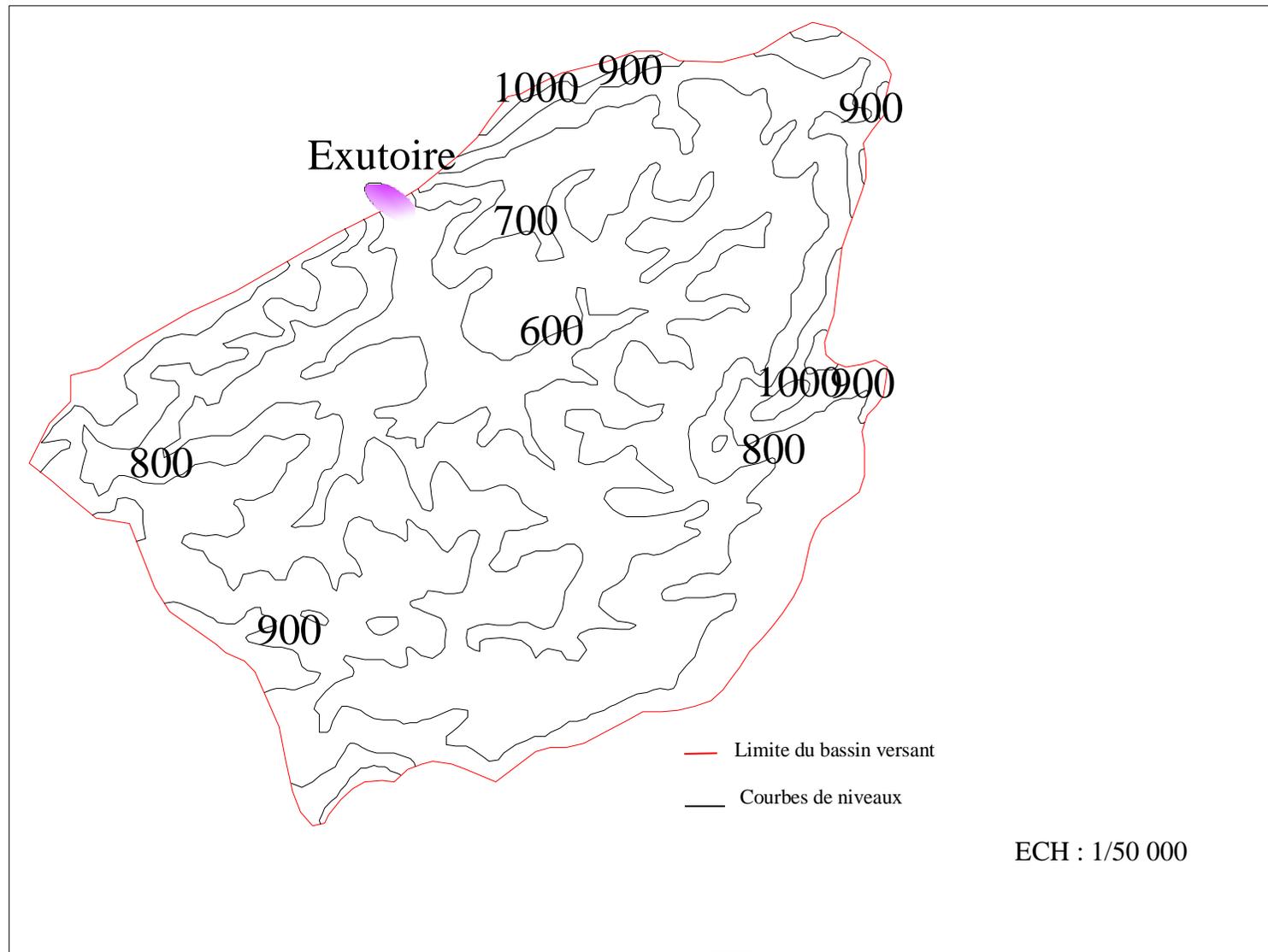
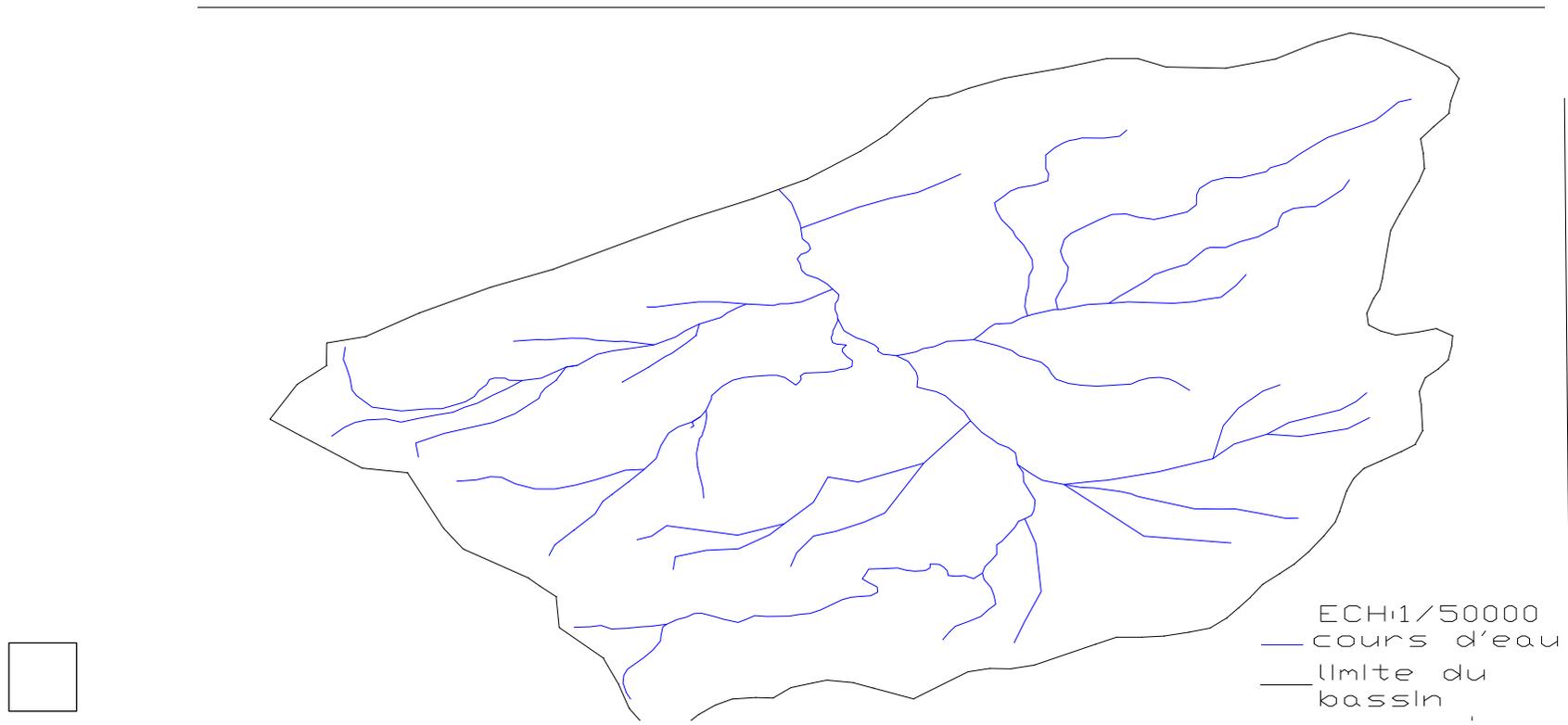
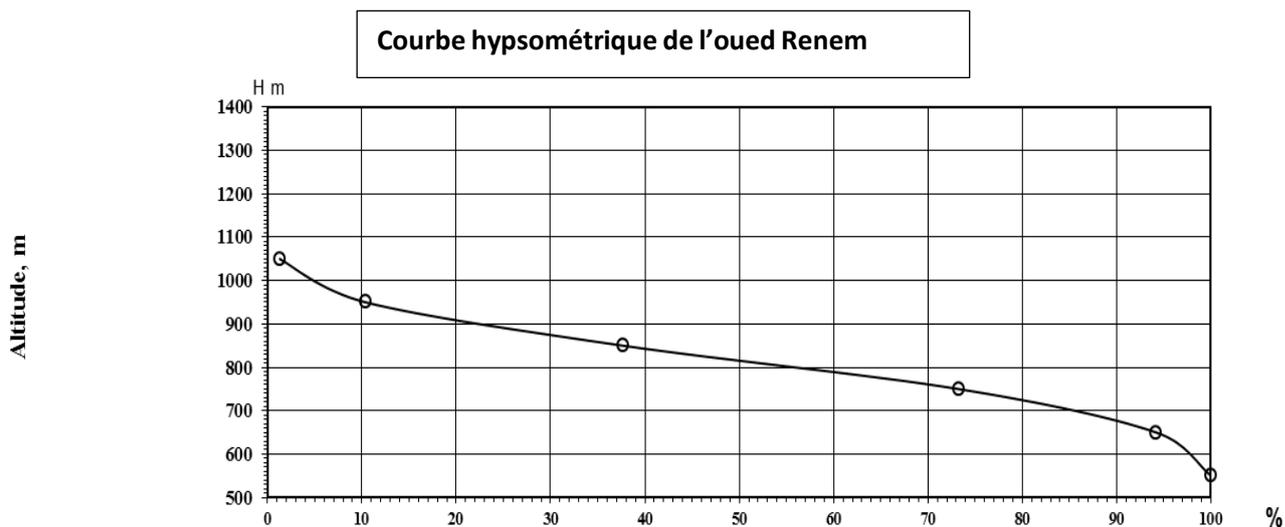


Figure II.1 : Bassin versant de l'oued Renem



**Figure II.2** : Réseau hydrographique du bassin versant



**Figure II.3 :** courbe hypsométrique de l'oued Renem

□ **Altitude médiane:**

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

$$H_{med}=820m$$

□ **Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots (II-5)$$

$S_i$  : surface partielle entre deux courbe de niveaux ( $Km^2$ )

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

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

$$H_{moy}=770 m$$

□ **Indice de pente globale:**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (II-6)$$

Avec:

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

$$H_{5\%}=1000m$$

$$H_{95\%}=649m$$

$$D = 351m.$$

L: la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g=0.0548 \text{ km/km}$$

Donc le relief est modéré.

□ **Indice de pente moyenne  $I_{pm}$  :**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (II-7)$$

$$I_{pm}=0.089\%.$$

□ **Indice de pente ROCHE  $I_p$  :**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

$A_i$  : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

**Tableau II-2:** détermination de la pente Roche  $I_p$

altitude	$D_i=H_i-H_{i-1}$	$S_i$	$A_i=S_i/S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km <sup>2</sup>	%	
1090-1000	90	2.483	1.3	10.81
1000-900	100	17.381	9.1	11.40
900-800	100	52.143	27.3	30.166
800-700	100	67.996	35.6	52.249
700-600	100	39.919	20.9	59.665
600-520	80	11.078	5.8	24.083
Somme		191	100	118.373

$$I_p=0.7446$$

□ **Dénivelée spécifique :**

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

Elle est donnée par la formule ci-après:

$$Ds = Ig \sqrt{S} \dots\dots\dots(II-9)$$

$$D_s = 2,69 \text{ m}$$

Dans notre cas le relief est très faible

▢ **Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (II.10)$$

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

$L_1 L_2 \dots L_n$ : 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 (II.4).

**Tableau II-3** Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	$\Delta H$	Longueur (km)
1	520	20	4.6
2	600		8.75
3	700		12.56
4	800		27.429
5	900		18.48
6	1000		5.128
7	1090		1.719

A.N : la pente moyenne de bassin est :

**II--2 Caractéristiques hydrographiques:**

▢ **le réseau hydrographique :**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne (113 et 114).

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

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

▢ **Densité de drainage:**

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II-11)$$

$\sum L_i$ : longueur total des talwegs d'ordre i en (Km)  $\sum L_i = 76.4 \text{ Km}$ .

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

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

$$D_d = 0.41 \text{ km/km}^2$$

□ **Coefficient de torrentialité :**

Le coefficient de torrentialité C<sub>t</sub> est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (\text{II-12})$$

F<sub>1</sub>: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :  
N<sub>1</sub>=47

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 0.24 \dots\dots\dots(\text{II-13})$$

$$C_t = 0.09 \text{ Km}^{-3}$$

□ **Longueur moyenne des versants:**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (\text{II-14})$$

D<sub>d</sub>: densité de drainage en (km/km<sup>2</sup>).

L: longueur du rectangle équivalent en (km).

$$L_i = 26.23 \text{ km}$$

□ **Temps de concentration:**

**a). Formule de GIANDOTTI:**

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (\text{II-15})$$

S: surface du bassin versant en (Km).

L<sub>p</sub>: longueur du talweg principal en (Km).

H<sub>moy</sub> , H<sub>min</sub> : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

**b). Formule de KIRPICH:**

$$T_C = 0.0195 * L^{0.77} * P^{-0.385} \dots\dots\dots (\text{II-16})$$

I<sub>g</sub> : indice de pente globale.

L<sub>p</sub> : longueur du talweg principal en (Km).

**c). Formule de CALIFORNIA :**

$$T_C = \left[ \frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0.386} \dots\dots\dots (\text{II-17})$$

**Tableau II-4** Temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de GIANDOTTI	6.496
Formule de KIRPICH	8.24
Formule de CALIFORNIA	4.702

**Commentaire :**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=6.496 heures**, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

$$T_c = 6.5 \text{ heures}$$

□ **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots \text{(II-18)}$$

$L_p$  : longueur du talweg principal.

$T_c$  : temps de concentration.

$$V_r = 0.98 \text{ Km/h}$$

□ **Coefficient de sinuosité :**

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots \text{(II-19)}$$

$L_d$ : distance rectiligne mesurée à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.=4.58 km

$L_p$  : longueur du talweg principal.

$$C_s = 0.715$$

**II.1.3. résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant :**

Les résultats de tous les calculs effectués pour la détermination des caractéristiques hydromorphique sont notés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.5:** Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km <sup>2</sup>	191
Périmètre		P	km	68.4
Longueur du thalweg principal		L <sub>p</sub>	km	6.4
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	-	1,39
Coefficient d'allongement		Ca	-	0.21
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	21.51
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	8.87
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1090
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	770
	médiane	H <sub>med</sub>	m	820
	minimale	H <sub>min</sub>	m	520
Pente moyenne de B.V		I <sub>moy</sub>	m/km	42,44
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	Km/km	0.0548
Indice de pente moyenne		I <sub>pm</sub>	%	0.089
Indice de pente de M Roche		I <sub>p</sub>	%	0.7446
Dénivelée spécifique		D <sub>s</sub>	m	2.69
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	0.41
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	Km <sup>-3</sup>	0.09
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	6.496
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/H	0.98
Coefficient de sinuosité		C <sub>S</sub>	-	0.715

## II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

### II.2.1. Température :

Les conditions climatiques de la région sont caractérisées par l'été chaud et sec et par l'hiver relativement tiède et humide. La température moyenne interannuelle est de +15,4°C.

**Tableau II.6:** Répartition mensuelle de la température.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Année
T(°c)	21.9	16.9	11.7	8.6	7,4	8,0	9,9	12,1	17	21,3	24,9	25,3	15.4

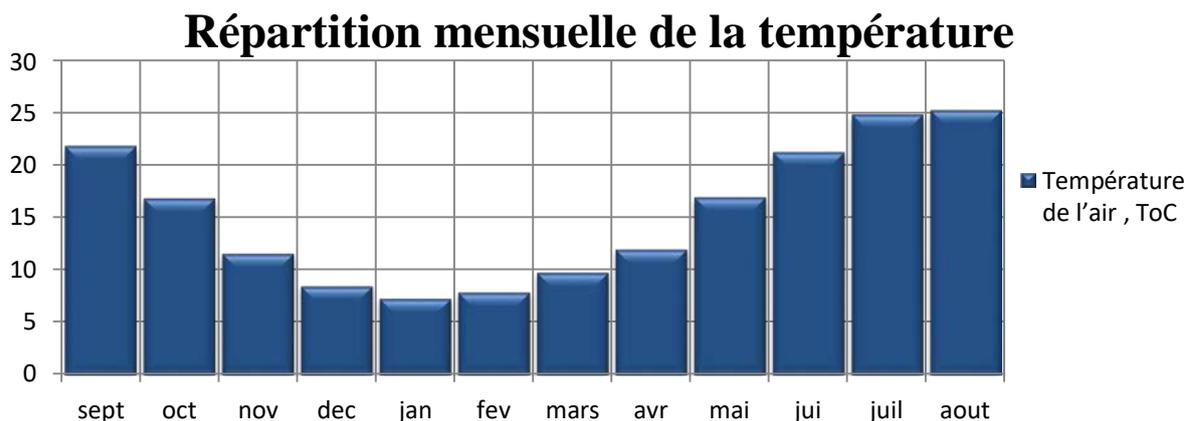


Figure II.4 Répartition mensuelle de la température

### II.2.2 Répartition mensuelle du vent :

Tableau II.7: Répartition mensuelle du vent en m/s

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT
V(m/s)	3,4	2,8	3,2	3,6	3,4	3,8	4,1	3,9	3,2	3,4	3,4	3,1

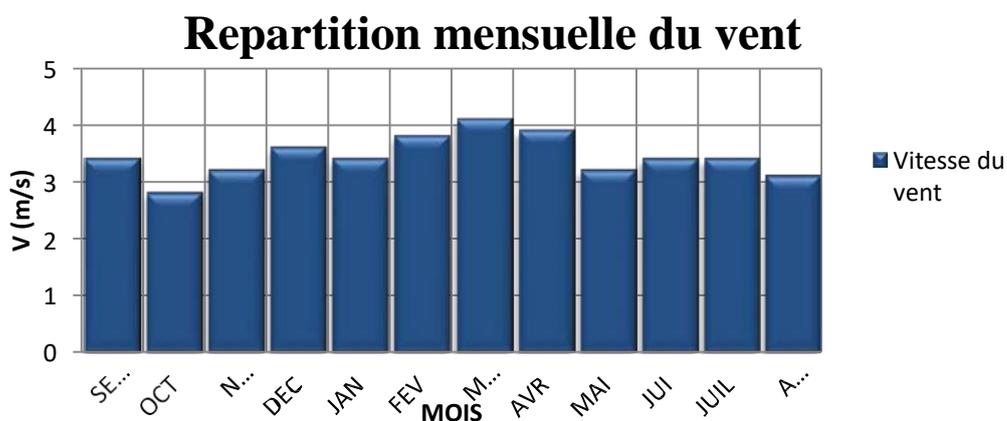


Figure II.5. Répartition mensuelle du vent

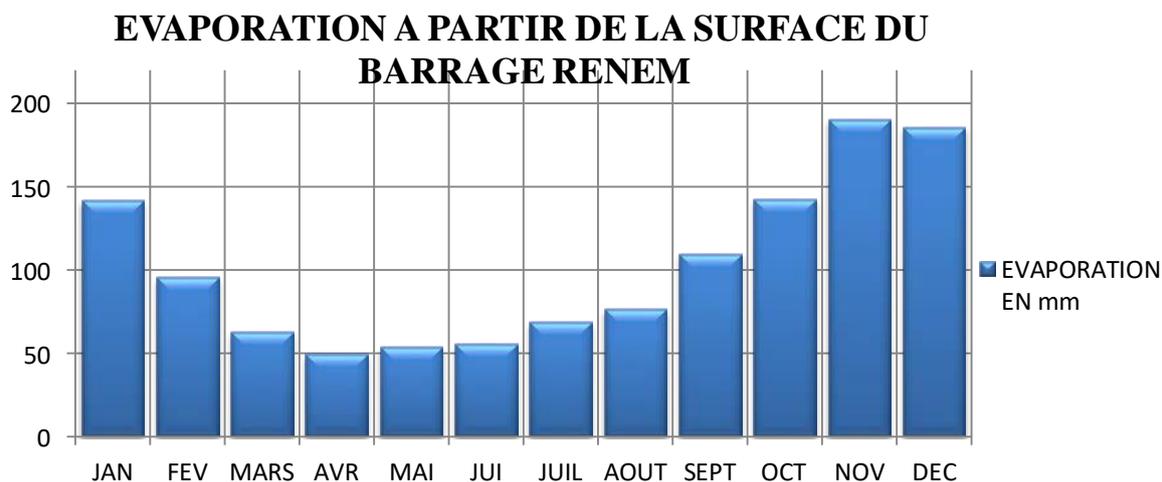
Les vitesses les plus grandes du vent sont observées pendant les mois d’hiver. La vitesse moyenne maximale du vent est de 31 m/s avec les coups de pointe jusqu’à 39m/s, la vitesse moyenne annuelle est de 3.4m/s

### II.2.3 L’évaporation :

Les valeurs moyennes interannuelles de l’évaporation obtenues par les résultats des observations sont citées dans le tableau II.8.

**Tableau II.8:** Valeurs moyennes de l'évaporation selon l'évaporateur «Colorado»

Unité de mesure	Mois												Année
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOUT	
mm	142	96	63	50	54	56	69	77	110	143	191	186	1236
%	11,5	7,8	5,1	4,0	4,4	4,5	5,6	6,2	8,9	11,6	15,4	15,0	100



**Figure II.6.** Répartition mensuelle de l'évaporation.

**II.3 La pluviométrie :**

A cause de l'absence des mesures faites directement dans les limites du bassin versant examiné le calcul des précipitations pour le bassin versant de l'oued Renem jusqu'au site du barrage ainsi que de l'oued Medjerda jusqu'au poste Souk-Ahras est effectué sur la base des données des postes météorologiques de la région (Tableau II.40).

**Tableau II.9:** Station utilisée pour les différents calculs

Poste	Code	Période des observations, années	Nombre d'années			Moyenne mm
			Observations	Années entières	Avec complément	
Souk-Ahras	120101	1910-1996	87	83	86	644.89

**II.3.1 Pluies maximales journalières :**

**II-3.1-1 Homogénéisation des données : [2]**

On est dans la possibilité d'utiliser les tests suivants :

- Teste des doubles masses
- Teste de WILCOXON
- Teste de la médiane (MOOD)

Dans notre cas, on opte pour les deux derniers tests :

**1) Teste de WILCOXON :**

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :  $W_{min} < W_y < W_{max}$

$$W_{min} = (((N_1+N_2+1)*N_1-1)/2) - \mu_{(1-\alpha)/2} * ((N_1 * N_2 * (N_1+N_2+1))/12)^{0.5}$$

$N_1$  : taille de la série X

$N_2$  : taille de la série Y

$\mu_{(1-\alpha)/2}$  : variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%,  $\mu_{(1-\alpha)/2} = 1.96$

$W_y$  : somme des rangs des valeurs de la série Y

$$W_{max} = (N_1+N_2+1) N_1 - W_{min}$$

**Tableau II-10 : Teste de WILCOXON :**

X	Y	X U Y	XUYclassé	Rang	X	Y	XUY	XUY classé	Rang
49.9	72	49.9	90.5	1	--	--	72	42.5	23
55.9	39.9	55.9	74.4	2	--	--	39.9	42	24
41.4	20.5	41.4	72	3	--	--	20.5	41.4	25
35.4	16.2	35.4	66.5	4	--	--	16.2	39.9	26
25.7	44	25.7	65.3	5	--	--	44	39.6	27
32.7	38.1	32.7	64.5	6	--	--	38.1	38.1	28
66.5	42.5	66.5	60.8	7	--	--	42.5	37.7	29
64.5	45.5	64.5	57.2	8	--	--	45.5	35.4	30
32.4	65.3	32.4	56	9	--	--	65.3	34.2	31
45.1	57.2	45.1	55.9	10	--	--	57.2	32.7	32
52.4	48.7	52.4	55.9	11	--	--	48.7	32.4	33
52.4	53.6	52.4	53.6	12	--	--	53.6	32.4	34
37.7	90.5	37.7	52.4	13	--	--	90.5	29.4	35
32.4	56	32.4	52.4	14	--	--	56	29.4	36
48.2	60.8	48.2	51.5	15	--	--	60.8	25.7	37
74.4	42	74.4	49.9	16	--	--	42	20.5	38
18.6	29.4	18.6	48.7	17	--	--	29.4	18.6	39
43	55.9	43	48.2	18	--	--	55.9	17.9	40
17.9	34.2	17.9	45.5	19	--	--	34.2	16.2	41
39.6	**	39.6	45.1	20	--	--	--	--	--
29.4	**	29.4	44	21	--	--	--	--	--
51.5	**	51.5	43	22	--	--	--	--	--

On obtient :  $W_{min} = 223.516302$

$$W_y = 360$$

$W_{max} = 474.483698$  d'où on peut conclure que cette série est homogène d'après ce teste.

Car  $W_{min} < W_y = 360 < W_{max}$

**2) Teste de la médiane (MOOD) :**

L’hypothèse  $H_0$  qui dit que la série est homogène se vérifie par se teste si :

$$N_s > 0.5 * (N+1 - \mu_{(1-\alpha)/2} * (N+1)^{0.5}) \quad \text{et} \quad T_s < 3.3 * \log (N+1)$$

$N_s$  : nombre totale de séries de (+) ou de (-)

$\mu_{(1-\alpha)/2}$  : variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%,  $\mu_{(1-\alpha)/2} = 1.96$

N : taille de la série

$T_s$  : la plus grande suite de plus (+) ou de moins (-) dans la série chronologique.

**Tableau II-11 : Teste de la médiane (MOOD)**

X	Y	X U Y	XUYclassé	signe	X	Y	XUY	XUY classé	Rang
49.9	72	49.9	90.5	-	--	--	72	42.5	+
55.9	39.9	55.9	74.4	-	--	--	39.9	42	+
41.4	20.5	41.4	72	-	--	--	20.5	41.4	+
35.4	16.2	35.4	66.5	-	--	--	16.2	39.9	+
25.7	44	25.7	65.3	-	--	--	44	39.6	+
32.7	38.1	32.7	64.5	-	--	--	38.1	38.1	+
66.5	42.5	66.5	60.8	-	--	--	42.5	37.7	+
64.5	45.5	64.5	57.2	-	--	--	45.5	35.4	+
32.4	65.3	32.4	56	-	--	--	65.3	34.2	+
45.1	57.2	45.1	55.9	-	--	--	57.2	32.7	+
52.4	48.7	52.4	55.9	-	--	--	48.7	32.4	+
52.4	53.6	52.4	53.6	-	--	--	53.6	32.4	+
37.7	90.5	37.7	52.4	-	--	--	90.5	29.4	+
32.4	56	32.4	52.4	-	--	--	56	29.4	+
48.2	60.8	48.2	51.5	-	--	--	60.8	25.7	+
74.4	42	74.4	49.9	-	--	--	42	20.5	+
18.6	29.4	18.6	48.7	-	--	--	29.4	18.6	+
43	55.9	43	48.2	-	--	--	55.9	17.9	+
17.9	34.2	17.9	45.5	-	--	--	34.2	16.2	+
39.6	**	39.6	45.1	-	--	--	--	--	--
29.4	**	29.4	44		--	--	--	--	--
51.5	**	51.5	43	+	--	--	--	--	--

La mediane est egale à 44mm

Alors :  $N_s = 20$  et  $N_s > 0.5 * (N+1 - \mu_{(1-\alpha)/2} * (N+1)^{0.5}) = 14.65$  première partie de la condition est vérifier

$T_s = 8$  et  $T_s < 3.3 * \log (N+1) = 8.62$  d’où on peut dire que cette série est homogène.

**II.3.1.2 Ajustement des pluies maximales journalières :**

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

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau II.12.** Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans.

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=41} X_i$	1857.3 mm
la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} X_i}{N}$	45.3mm
L'écart type « $\sigma_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^2}{N}}$	16.2 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.358
Coefficient d'asymétrie « Cs » :	$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	0,399

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

**II.3.1.3. Choix de la loi d'ajustement :**

Pour cela on va faire appel au logiciel HYFRAN.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)- la loi de GUMBEL.
- 3)- la loi de GALTON (log-normal).

**II.3.1.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :**

Sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par :  $u = \frac{x - \bar{X}}{\sigma}$

La transformation  $x = \bar{x} + \sigma u$  est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont donnés ci-dessous :

• **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gauss :**

Nombre d'observations: 41

**Paramètres :**  $\mu = 45.348$  et  $\sigma = 16.226$

**Quantiles :**  $q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)  $T = 1/(1-q)$

**Tableau II.13 :** Ajustement à la loi de Gauss.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	$P_{jmax}$	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	106	7.21	91.6-120
1000	0.9990	95.5	6.15	83.4-108
100	0.9900	83.1	4.92	73.5-92.8
50	0.9800	78.7	4.51	69.8-87.5
20	0.9500	72.0	3.92	64.4-79.7
10	0.9000	66.1	3.44	59.4-72.9
5	0.8000	59.0	2.96	53.2-64.8

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

Valeur de la statistique  $X^2 = 3.29$  p-value  $p = 0.6550$

**Conclusion**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Souk-Ahras:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station de Souk-Ahras est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau II.14 :** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.2
Maximum	Aucun	90.5
Moyenne	45.3	45.3
Ecart-type	16.2	16.2
Médiane	45.3	44.0
Coefficient de variation (Cv)	0.358	0.358
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	0.399

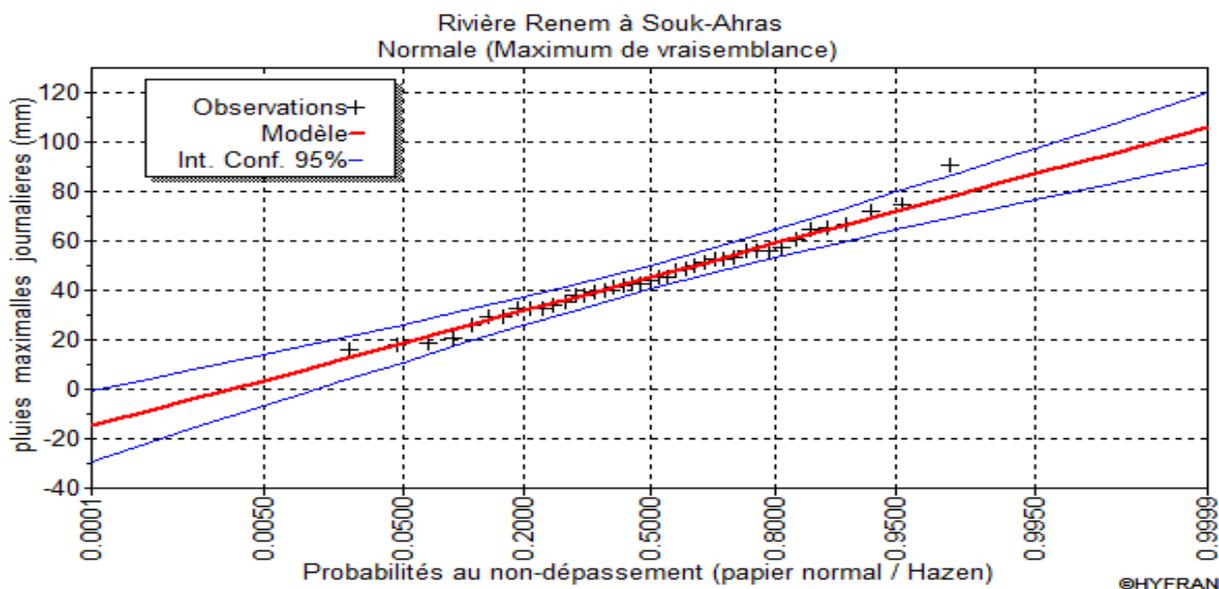


Figure II.7. Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gauss.

**II.3.1.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel:**

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

$$F(x) = e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}$$

Avec :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha}$$

y : variable réduite de Gumbel.

1/α : la pente de la droite de Gumbel.

x : précipitation maximale journalière (mm)

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

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

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

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d’un rang 1, 2,3.....n.
- calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

Avec :

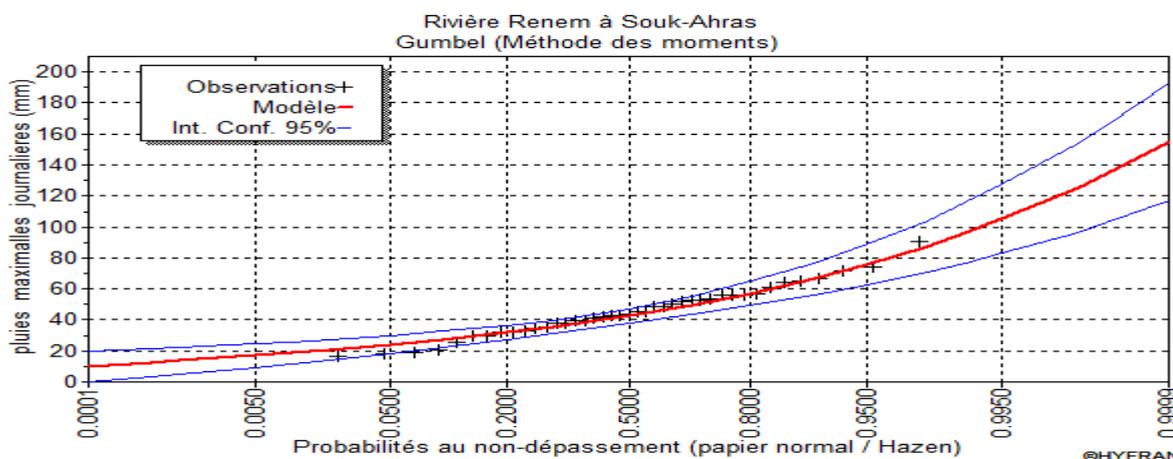
m : rang de précipitation



**Tableau II.16.** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.2
Maximum	Aucun	90.5
Moyenne	45.3	45.3
Ecart-type	16.2	16.2
Médiane	42.7	44.0
Coefficient de variation (Cv)	0.358	0.358
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.399

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :



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

**II.3.1.3.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale) :**

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma * \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } \overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log } X_i}{N}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau suivant.

**Tableau II.17.** Ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P <sub>jmax</sub>	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	182	31.8	120-244
1000	0.9990	142	21.2	101-184
100	0.9900	105	12.6	80.8-130
50	0.9800	94.8	10.3	74.5-115
20	0.9500	80.7	7.64	65.7-95.7
10	0.9000	70.0	5.82	58.6-81.4
5	0.8000	58.9	4.21	50.6-67.1

**Paramètres :** Mu = 3.745

σ = 0.392

**Quantiles :** q = F(X) (probabilité au non dépassement),

T = 1/ (1-q)

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

**Hypothèses :**

$H_0$  : L'échantillon provient d'une loi Normale

$H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

**Résultats :**  $\chi^2=2.90$  p-value  $p = 0.715$

Degrés de liberté : 5 Nombre de classe : 8

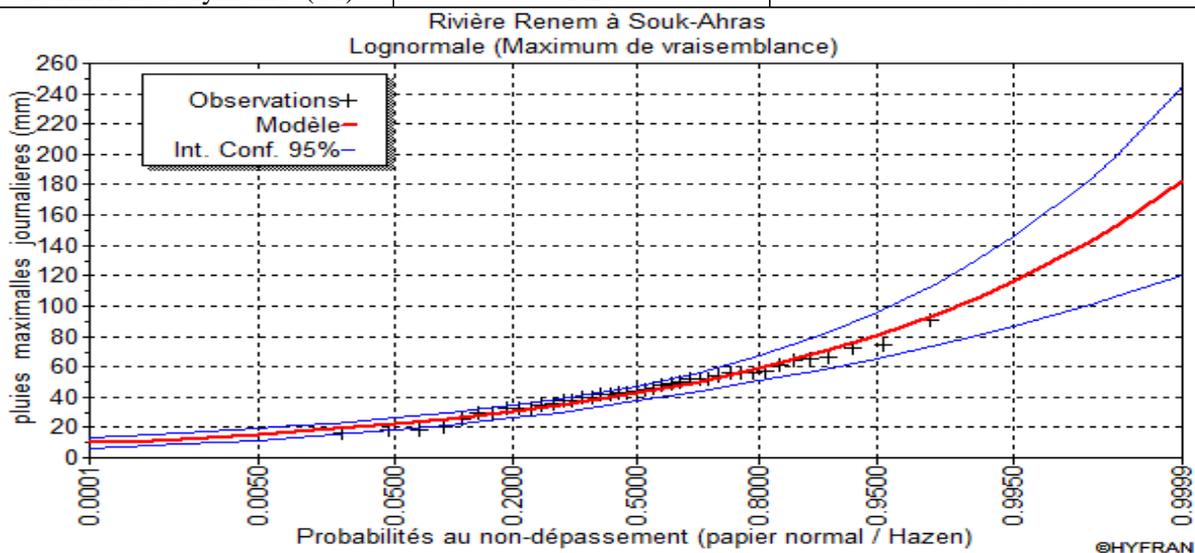
Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Souk-Ahras**

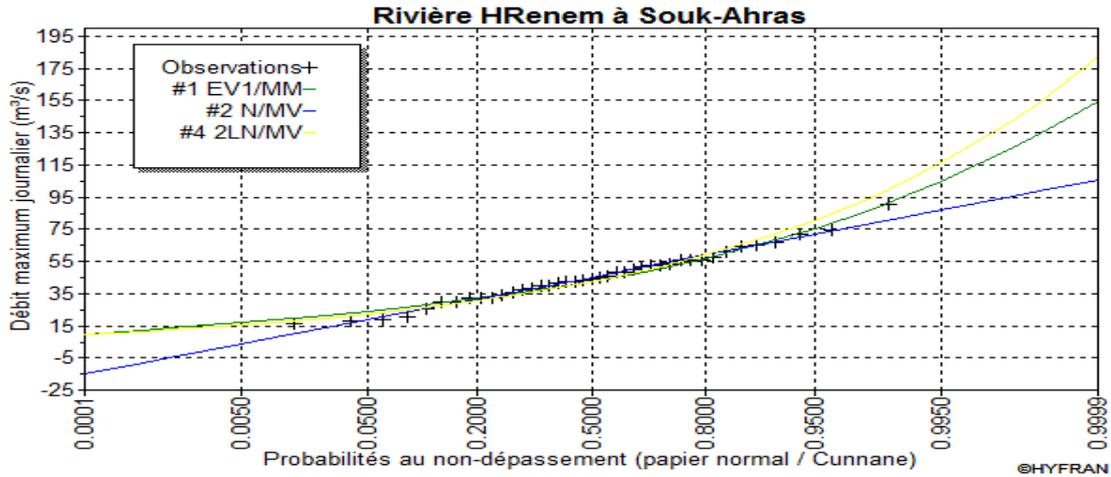
La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Souk-Ahras est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau II.18.** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	16.2
Maximum	Aucun	90.5
Moyenne	45.7	45.3
Ecart-type	18.7	16.2
Médiane	42.3	44
Coefficient de variation (Cv)	0.408	0.358
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.29	0.399



**Figure II.9.** Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.



**Figure II.10.** La comparaison graphique entre les trois lois (Gumbel, Gauss et Galton)

**II.3.2. Conclusion :**

D’après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi normale, les résultats de Gauss sont à considérer pour la suite de notre travail.

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

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanari

$$P_{\max,t-p\%} = P_{\max,j-p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(\text{II.20})$$

**Avec :**

$P_{\max,t-p\%}$  : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{\max,j-p\%}$  (mm).

$P_{\max,j-p\%}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région  $b = 0,34$ .

**L’intensité :**  $I_0 = P_{\max,t-p\%} / t \dots\dots\dots(\text{II.21})$

Les résultats de calcul de  $P_{\max,t-p\%}$

et  $I_0$  sont donnés dans le Tableau (II.19).

Tableau II.19. La pluie de courtes durées de différentes fréquences.

T <sub>r</sub>	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.1		0.01	
P <sub>max, p%</sub>	59		66,1		72		78,7		83,1		95,5		106	
T(h)	I <sub>0</sub> (mm /h)	P <sub>maxj,p%</sub>												
0,5	32,891	16,445	36,849	18,424	40,138	20,069	43,873	21,936	46,326	23,163	53,238	26,619	59,092	29,55
1	20,672	20,672	23,160	23,160	25,227	25,227	27,574	27,574	29,116	29,116	33,461	33,461	37,140	37,140
2	12,992	25,985	14,556	29,112	15,855	31,710	17,331	34,661	18,300	36,599	21,030	42,060	23,342	46,685
3	9,902	29,705	11,093	33,280	12,083	36,250	13,208	39,624	13,946	41,839	16,027	48,082	17,790	53,369
4	8,166	32,663	9,149	36,594	9,965	39,860	10,892	43,570	11,501	46,006	13,218	52,871	14,671	58,683
5	7,032	35,159	7,878	39,391	8,581	42,906	9,380	46,899	9,904	49,521	11,382	56,911	12,634	63,168
6	6,223	37,340	6,972	41,833	7,595	45,567	8,301	49,808	8,765	52,592	10,073	60,440	11,181	67,085
6,5	<b>5,898</b>	<b>38,339</b>	<b>6,608</b>	<b>42,953</b>	<b>7,198</b>	<b>46,787</b>	<b>7,868</b>	<b>51,141</b>	<b>8,308</b>	<b>54,000</b>	<b>9,547</b>	<b>62,058</b>	<b>10,597</b>	<b>68,881</b>
7	5,613	39,288	6,288	44,016	6,849	47,945	7,487	52,407	7,905	55,337	9,085	63,594	10,084	70,586
8	5,132	41,058	5,750	45,999	6,263	50,105	6,846	54,768	7,229	57,830	8,307	66,459	9,221	73,766
9	4,743	42,686	5,314	47,822	5,788	52,091	6,326	56,938	6,680	60,122	7,677	69,093	8,521	76,690
10	4,420	44,196	4,951	49,514	5,393	53,934	5,895	58,953	6,225	62,249	7,154	71,537	7,940	79,403
11	4,146	45,608	4,645	51,097	5,060	55,657	5,531	60,837	5,840	64,238	6,711	73,823	7,449	81,940
12	3,911	46,937	4,382	52,585	4,773	57,279	5,217	62,609	5,509	66,109	6,331	75,974	7,027	84,327
13	3,707	48,193	4,153	53,992	4,524	58,812	4,945	64,285	5,221	67,879	6,001	78,007	6,660	86,584
14	3,528	49,386	3,952	55,329	4,305	60,268	4,705	65,876	4,969	69,559	5,710	79,938	6,338	88,728
15	3,368	50,523	3,774	56,603	4,110	61,656	4,493	67,393	4,744	71,161	5,452	81,779	6,051	90,771
16	3,226	51,611	3,614	57,822	3,936	62,983	4,303	68,844	4,543	72,693	5,221	83,540	5,795	92,725
17	3,097	52,654	3,470	58,990	3,780	64,256	4,131	70,235	4,362	74,162	5,013	85,228	5,565	94,599
18	2,981	53,656	3,340	60,113	3,638	65,479	3,976	71,572	4,199	75,574	4,825	86,851	5,356	96,400
19	2,875	54,622	3,221	61,196	3,508	66,658	3,835	72,861	4,049	76,934	4,653	88,414	5,165	98,135
20	2,778	55,555	3,112	62,240	3,390	67,796	3,705	74,105	3,912	78,248	4,496	89,924	4,991	99,810
21	2,688	56,457	3,012	63,251	3,281	68,896	3,586	75,307	3,787	79,518	4,352	91,383	4,830	101,430
22	2,606	57,330	2,920	64,229	3,180	69,962	3,476	76,472	3,670	80,748	4,218	92,797	4,682	103,000
23	2,529	58,177	2,834	65,178	3,087	70,996	3,374	77,602	3,563	81,941	4,094	94,168	4,544	104,522
24	2,458	59,000	2,754	66,100	3,000	72,000	3,279	78,700	3,463	83,100	3,979	95,500	4,417	106,000

**II.5 : Etude des apports : [05]**

La série des débits du site du barrage Renem a été estimée à l'aide de la méthode de corrélation paire avec les stations hydrométriques voisines (Souk-Ahras : 120101, Mellegue : 120401 et Bouchegaf : 140501).

$$A_{\text{SITE}}=40.9\text{Mm}^3$$

**Tableau II.20:** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site :

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
A (Mm3)	2,244	3,229	3,869	6,116	6,057	5,401	4,755	4,097	2,887	1,266	0,313	0,770

**II.5.1 : Caractéristiques de l'écoulement :**

**Tableau II.21:** Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT	FORMULES	RESULTATS
Module d'écoulement	$M_e=A_0/T$	1296.92 l/s
Module d'écoulement relatif	$M_0=M_e/S$	6.790 l/s/km <sup>2</sup>
Lame d'eau écoulée	$Le=A_0 /S$	214.136 mm
Coefficient de l'écoulement	$C_e= L_e/P_{moy}$	$C_e=0.332$

**II.5.2.Coefficient de variation :**

Pour le coefficient de variation  $C_v$  on prend la valeur attribué par l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH)  $C_v= 0.65$

**II.6 Irrégularité des apports :**

**II.6.1 Estimation fréquentielle des apports**

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par la formule suivante :

$$A_F = \frac{A_o}{\sqrt{(C_{vq}^2 + 1)}} e^{-u \sqrt{\lg(C_{vq}^2 + 1)}} \quad C_{vq} = \frac{0.93}{M_o^{0.23}} \dots \dots \dots \text{II.22}$$

Où:  $A_F$ : Apport fréquentiel, en hm<sup>3</sup>.

$u_F$ : Variable réduite de Gauss, qui est fonction de F

$A_o$ : Apport moyen interannuel, en hm<sup>3</sup>

$C_{vq}$ : Coefficient de variation de l'apport moyen.

$M_o$ : Module spécifique de l'apport annuel, exprimé en l/skm<sup>2</sup>.

**Tableau II.22: les apports fréquentiels**

<b>PERIODE DE RETOUR (AN)</b>	4/5	10	50	100	1000
<b>Fréquence (%)</b>	80	10	2	1	0.1
<b>La variable réduite U</b>	-0.841	1.282	2.054	2.327	3.091
<b>Apport (Mm<sup>3</sup>)</b>	23.17	62.35	89.37	101.50	144.95

**II.6.2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :**

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des apports calculés par la méthode de corrélation paire on a donc :

**Tableau II.23** : Répartition mensuelle de l'apport 80%

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
A (Mm3)	1,27	1,83	2,19	3,46	3,43	3,06	2,69	2,32	1,64	0,72	0,18	0,44

**II.7 Apports solides et l'estimation du volume mort :****II.7.1 : Apport solide en suspension : [2]**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.24**: Tableau récapitulatif des résultats de calcul du volume de l'apport solide

	FORMULE	TAUX D'ABRASION	VOLUME ANNUEL MOYEN
Fournier	$\frac{1}{36} P^{2,65} m^{0,46} h$	981294.916 t/Km <sup>2</sup> /an	117.142*10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> /an
Tixeront	$\alpha I e^{0,15}$	782.83 t/km <sup>2</sup> /an	93451.2 m <sup>3</sup> /an
Saidi	$19 * M_0^{1,246} * C_e^{-0,885}$	548.34 t/km <sup>2</sup> /an	65458.087 m <sup>3</sup> /an

**Résultat et commentaire**

Dans notre cas, nous optons pour la valeur de Tixeront, car elle est proche et supérieure à la valeur donnée par la formule de saidi. Celle de fournier est grande et on ne peut pas l'accepter puis ce que elle dépasse les deux autres valeurs avec une différence assez grande. Donc nous optons pour la valeur de tixeront.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période.

La garde d'envasement (période pendant laquelle le barrage est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans.

- Pour 50 ans :

$$V_{\text{mort}} = n.V = 50 * 93451.2 = 4672559.993 \text{ m}^3.$$

**II.7.2 Transport solide par charriage :**

En général, le transport solide par charriage est estimé de (30 % à 40%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 35% de la totalité du transport solide en suspension.

$$\text{Donc le transport solide par charriage} = 1635395.997 \text{ m}^3.$$

$$\text{Le volume mort total est estimer alors } V_m = 4672559.993 + 1635395.997 = 6307955.99 \text{ m}^3$$

Donc, le volume mort durant à 50 ans de vie Du barrage sera estimé à **6.308Mm<sup>3</sup>**

<b><math>V_M = 6.308 \text{ Mm}^3</math></b>
--

**II.8 : Régularisation des débits :**

**II.8.1 : Répartition des besoins :**

**Tableau II.25** Répartition mensuelle des besoins totaux de fréquence 80% (AEP, Irrigation) :

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOUT
DEM (Hm3)	1.84	1.79	1.39	1.68	2.02	2.24	2.41	2.18	2.05	2.10	2.13	2.03

**II.8.2: Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»**

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(II.23)$$

**S<sub>i</sub>** : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>.

**S<sub>i+1</sub>** : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>.

**ΔH** : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

**ΔV** : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm<sup>3</sup>.

**Tableau II.26** : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Côte (mNGA)	S (Km <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (Km <sup>2</sup> )	ΔH(m)	V <sub>part</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>cum</sub> (Mm <sup>3</sup> )
520	0	0.2	10	1,982	0
530	0,4				0,6
540	0,86	0.63	10	7,418	2,582
550	1,623	2.483	10	12,5	10
560	2,5	4.123	10	30,5	22,5
570	3.12	2.81	10	37	53
580	3.77	3.445	10		90

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les figures ci-après :

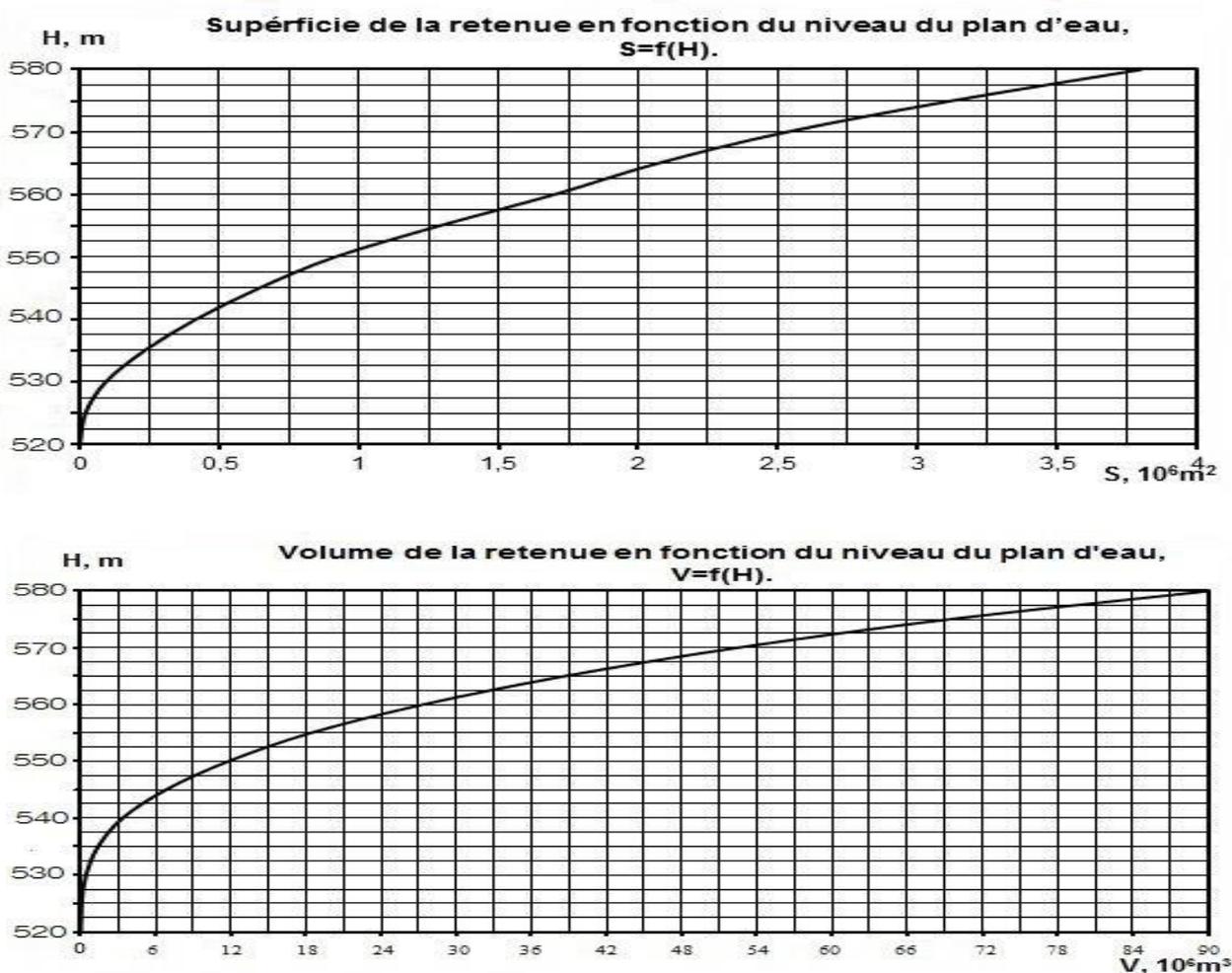


Figure II.13.courbes « hauteurs-(capacité-surface) »

### II.8.3 : Calcul du volume utile

La consommation dépasse l'apport, alors on fait une régularisation interannuelle. il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile.

#### II.8.3.1. Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel :

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit  $K_i = Q_i/Q_0$  et un coefficient de régularisation  $\alpha$ .

On a :  $V_{u_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur}) W_0 = V_s + V_{int}$  ..... (II.24).

Avec :  $W_0$  : apport moyen interannuel.

$\beta_s$  : composante saisonnière du volume utile.

$\beta_{plur}$  : composante pluriannuelle du volume utile.

**La composante saisonnière  $\beta_s$  est égale :**

$$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}}) \dots\dots\dots (II.25).$$

$$T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12} \dots\dots\dots (II.26).$$

Avec :  $\alpha$  : coefficient de régularisation.

$T_{\text{ét}}$  : période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{\text{ét}}$  : nombre de mois ou  $Q_i$  est inférieur à  $Q_0$ .

$$W_{\text{ét}} = \frac{\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \dots\dots\dots (II.27).$$

Avec :  $W_{\text{ét}}$  : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_m$  : Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_1^{12} W_{pm}$  : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

**La composante pluri-annuelle est égale :**

$$\beta_{\text{plur}} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n] \dots\dots\dots (II.28).$$

Avec :  $\alpha$  : coefficient de régularisation.

$$K_{p\%}^{(n)} : \text{Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n)} \quad \text{et} \quad K_{p\%}^{(n)} = F_{p\%} \cdot C_v^{(n)} + 1$$

$$F_{p\%} : \text{la probabilité en fonction de } P\% \text{ et } C_s \quad \text{et} \quad C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \cdot C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

Donc :  $\beta_{\text{plur}} = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n]$ .

• **Pour la composante saisonnière :**

Sachant que  $W_{\text{moy}} = 1.931 \text{ Mm}^3/\text{mois}$ .

Donc : la période d'étiage est à partir de mai jusqu'au mois septembre

$$\text{Alors : } N_{\text{ét}} = 5 \text{ d'où : } T_{\text{ét}} = \frac{5}{12} = 0.416 \quad \mathbf{T_{\text{ét}} = 0.416}$$

$$W_{\text{ét}} = \frac{4.24}{23.17} = 0.183 \quad \mathbf{W_{\text{ét}} = 0.183}$$

Pour un coefficient de régularisation  $\alpha = 0.9$  on aura :

$$\beta_s = 0.9(0.416 - 0.183) = 0.210 \quad \mathbf{\beta_s = 0.210}$$

$$V_s = 0,210 * 23.17 = 4.634 Mm^3$$

$$V_s = 4.634 M m^3$$

- **Pour la composante pluri-annuelle :**

D'après le tableau II.42 (voir annexes) on trouve :

$$\beta_{\text{plur}} = 1.772$$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} \cdot W_o = 1.772 * 23.17 = 41.01 Mm^3$$

$$V_{\text{plur}} = 41.01 Mm^3$$

$$\text{Donc : } V_{u_{\text{int}}} = 4.634 + 41.01 = 45.644 Mm^3$$

$$V_{u_{\text{int}}} = 45.644 Mm^3$$

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_{u_{\text{int}}} = 6.308 + 45.644 = 51.952 Mm^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 51.952 Mm^3$$

$$\text{NNR} = 559.7 \text{ m NGA.}$$

## II.9 : Etude des crues :

Dans cette partie on va estimer les débits maximum par des formules empiriques et on prend la moyenne des résultats obtenus par les différentes formules .

### II.9.1 Formule utilisées pour le calcul des débits fréquentiels

#### a). Formule de Giandotti:

$$Q_{\text{max \%}} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/10} + 1.5L^{\text{min}}} \cdot P_{tc}$$

$Q_{\text{max \%}}$ : débit maximum de crue en  $m^3/s$  de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

$S$ : superficie du bassin versant.

$L$ : longueur du talweg principal.

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$ : altitudes moyennes et minimales (en m).

$P_{tc}$ : pluies de courte durée.

#### b). Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\text{max \%}} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{tc}}{T_c} f$$

$S$ : superficie du bassin versant.

$P_{tc}$ : pluies de courte durée.

$T_c$ : temps de concentration.

$\alpha$ : coefficient de ruissellement du bassin versant ( $0,6 < \alpha < 0,8$ )

$f$ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $f = 1,2$ .

<b>Période de retour</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>1000</b>
<b>Pct(mm)</b>	38,339	42,953	46,787	51,141	54,000	62,058
<b>pmax, p%</b>	59	66.1	72	83.1	95.5	106
<b>α %</b>	0,28	0,33	0,36	0,40	0,42	0,49

**c). Formule de Mallet-Gauthier:**

$Q_{max p\%} = 2 * K * S * \log_{10}(1 + \alpha * P) * (1 + 4 * \log_{10} T - \log_{10} S)^{0.5} / L^{0.5}$   
 $P_{moy}$  : pluie moyen annuelle en mm=644.89 mm.  
 S : surface du bassin versant =191Km<sup>2</sup>.  
 L : longueur du talweg principal (6.4km).  
 K : constante dépendant des caractéristiques du bassin (0.5-0.6).  
 T : période de retour en années

**Tableau II.27** : Débits maximaux, fréquentielles calculés

PERIODE DE RETOUR	10000	1000	100	50	20	10	5
<b>Q<sub>max</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	931.77	795.046	643.58	591.648	512.693	444.268	359.782

Ces résultats sont les moyens des valeurs trouvés par les formules empiriques.

**II.9.2 Hydrogramme de crue**

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski.

$$Q_t = Q_{max \%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II.29)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{max \%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.30)$$

$Q_{max (\%)}$ : débit maximum de fréquence donnée.

$Q_t$ : débit instantané au moment (t).

$t_m, t_d$ : temps de montée et de décrue.

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

On considère généralement que:

$$t_m = t_c \qquad t_d = \delta t_m$$

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

**Tableau II.28:** Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue  $\delta$

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

Pour notre bassin on prend  $\delta=2$ , donc :  $t_d = 2 * t_m$ .

$$t_m = t_c = 6.5h$$

$$t_d = 2 t_m = 13h$$

$$t_b = t_m + t_d = 19.5 h$$

**Tableau II.29 :** Hydro grammes de crues pour différentes périodes de retour

Temps(h)	Période de retour						
	10000	1000	100	50	20	10	5
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	22,05	18,82	15,23	14,00	12,13	10,52	8,52
2	88,22	75,27	60,93	56,01	48,54	42,06	34,06
3	198,48	169,36	137,09	126,03	109,21	94,64	76,64
4	352,86	301,08	243,72	224,06	194,16	168,24	136,25
5	551,35	470,44	380,82	350,09	303,37	262,88	212,89
6	793,94	677,44	548,38	504,13	436,85	378,55	306,56
<b>6,5</b>	<b>931,78</b>	<b>795,05</b>	<b>643,58</b>	<b>591,65</b>	<b>512,69</b>	<b>444,27</b>	<b>359,79</b>
7	828,34	706,79	572,14	525,97	455,78	394,95	319,85
8	645,02	550,37	445,52	409,57	354,91	307,54	249,06
9	490,96	418,92	339,11	311,75	270,14	234,09	189,58
10	363,62	310,27	251,16	230,89	200,08	173,37	140,41
11	260,46	222,24	179,90	165,38	143,31	124,19	100,57
12	178,92	152,67	123,58	113,61	98,45	85,31	69,09
13	116,47	99,38	80,45	73,96	64,09	55,53	44,97
14	70,56	60,21	48,74	44,80	38,83	33,64	27,25
15	38,65	32,98	26,69	24,54	21,26	18,43	14,92
16	18,18	15,52	12,56	11,55	10,01	8,67	7,02
17	6,63	5,65	4,58	4,21	3,65	3,16	2,56
18	1,43	1,22	0,99	0,91	0,79	0,68	0,55
19	0,05	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02
19,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Les hydrogrammes de crues sont représentés dans la Figure ci-après :

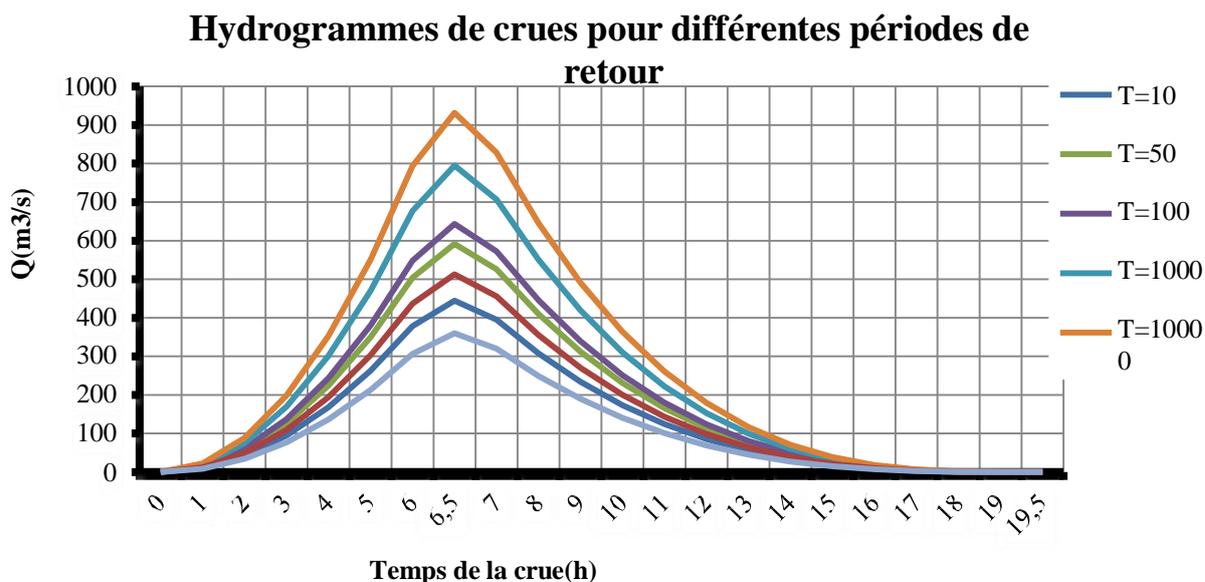


Figure II.14. Hydro gramme de crues

### II.9.3. Choix de la crue de projet et crue de chantier :

#### II.9.3.1 Choix de la crue de projet :

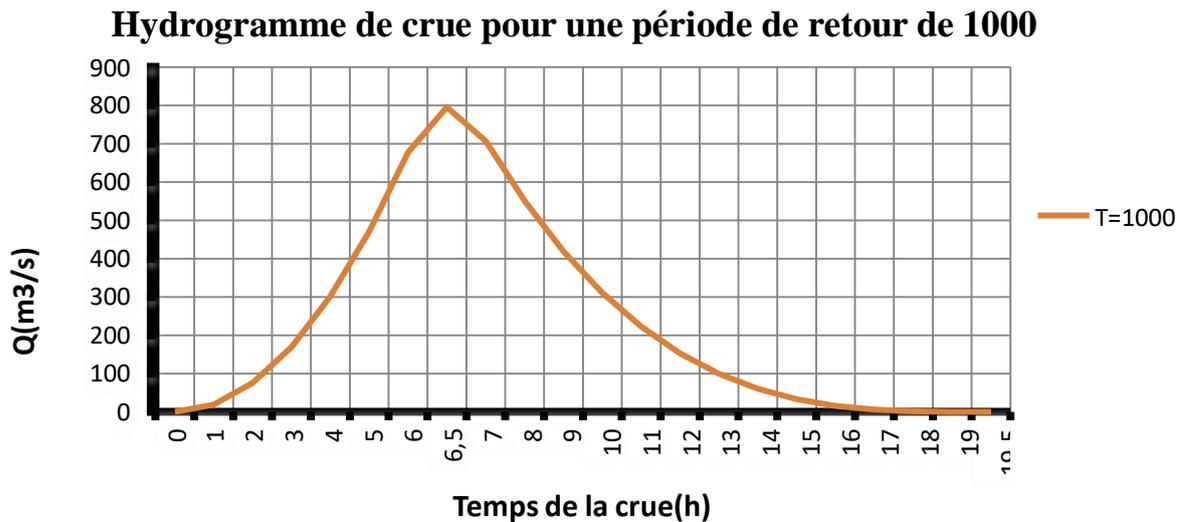
La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Les ouvrages de la II classe en conformité avec les Normes de la projection se calculent pour le passage des crues d'une probabilité de 1% et sont vérifiés pour le passage des crues d'une probabilité de 0,1% ; les ouvrages provisoires destinés à évacuer les crues de chantier se calculent pour le passage des crues d'une probabilité de 5%

Tableau II.30 : Crues de projet recommandé.

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

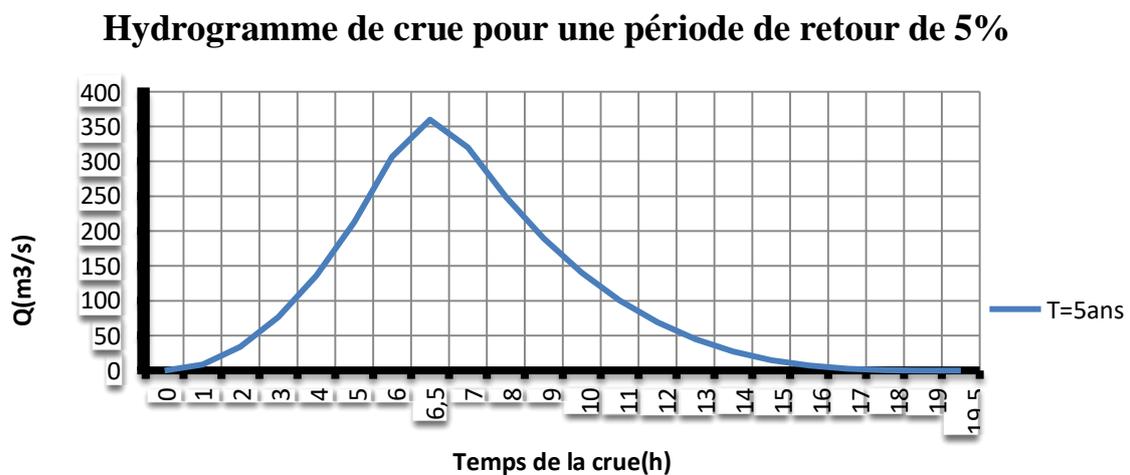
$$Q_{0.1\%} = 795.046 \text{ M}^3 / \text{S}$$



**Figure II.15.**L’Hydro gramme de la crue de projet a une période de retour 1 000ans

**II.9.3.2 Choix de la crue de Chantier**

Les barrages de classe II se calculent la crue de chantier avec une probabilité de 5%



**Figure II.16:** L’Hydro gramme de la crue de chantier

$$Q_{5\%} = 359.79 M^3/S$$

**II.10) Laminage des crues :**

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (II.31)$$

**II.10.1) Méthode de KOTCHERINE :**

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

1. l'hydro gramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

**II.10.1.1) Estimation de la charge au-dessus du déversoir :**

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II.32)$$

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,49**.

g : L'accélération de pesanteur;[g = 9,81m<sup>2</sup>/s];

b : L largeur de déversoir. (On la fait varier de 20 à100 m);

H : La charge sur le déversoir (on la fait varier de 0.8 à 4 m).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = V_{moy}.S \dots\dots\dots (II.33)$$

$$S = b.(H + P) \dots\dots\dots (II.34)$$

P : La hauteur de pelle.

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V<sub>moy</sub>) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L.(H + P)} \dots\dots\dots (II.35)$$

Tableau II-31 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE :

Données	Valeur	Largeur	Hauteur	Débit	Surface	Vitesse	V <sub>forcé</sub> (Mm <sup>3</sup> )
<b>g</b>	<b>9,81</b>	20	4,0	347,269	80	4,341	4422000
<b>α</b>	<b>1</b>	25	3,8	401,940	95	4,231	4722000
<b>2*g</b>	<b>19,62</b>	30	3,6	444,755	108	4,118	5422000
<b>2.g<sup>0,5</sup></b>	<b>4,42944</b>	35	3,4	476,247	119	4,002	5922000
<b>Q<sub>0,1%</sub></b>	<b>795,046</b>	40	3,2	496,970	128	3,883	6522000
<b>W<sub>0,1%</sub></b>	<b>2,79E+07</b>	45	3,0	507,505	135	3,759	7122000
<b>m=</b>	<b>0,49</b>	50	2,8	508,455	140	3,632	7722000
		55	2,6	500,459	143	3,500	8422000
		60	2,4	484,188	144	3,362	9022000
		65	2,2	460,355	143	3,219	9522000
		70	2,0	429,723	140	3,069	10322000
		75	1,8	393,111	135	2,912	10822000
		80	1,6	351,411	128	2,745	11522000
		85	1,4	305,602	119	2,568	12122000
		90	1,2	256,779	108	2,378	12822000
		95	1,0	206,191	95	2,170	13522000
		100	0,8	155,303	80	1,941	14222000

En utilisons, toujours la formule II.32 et en variant la largeur déversante nous obtenons les débits indiqués dans le tableau II.43, 44 (voir annexes), l comprise entre 20et 100 mètres.

$$q = m.b. \sqrt{2.g} (H)^{\frac{3}{2}}$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (II.36)$$

Où :

Ho : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot}{2g}$  : La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

Les résultats sont représentés dans les tableaux présentés dans l'annexe

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe Q<sub>lam</sub>= f (h) déterminée par la formule

$$V_{lam} = Q\% (1 - V_{ch}/V_{cr}) \dots\dots\dots (II.37)$$

Q%: Débit maximum de crue considérée en m<sup>3</sup>/s.

V<sub>ch</sub>: Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V<sub>cr</sub>: Volume de la crue correspondant au Q% en m<sup>3</sup>.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q T_b \dots\dots\dots (II.38)$$

T<sub>b</sub>: temps global de la crue.

D'après les tableaux qui se trouvent dans l'annexe, Nous tracerons des courbes représentées dans la Figure II-17 et II.18

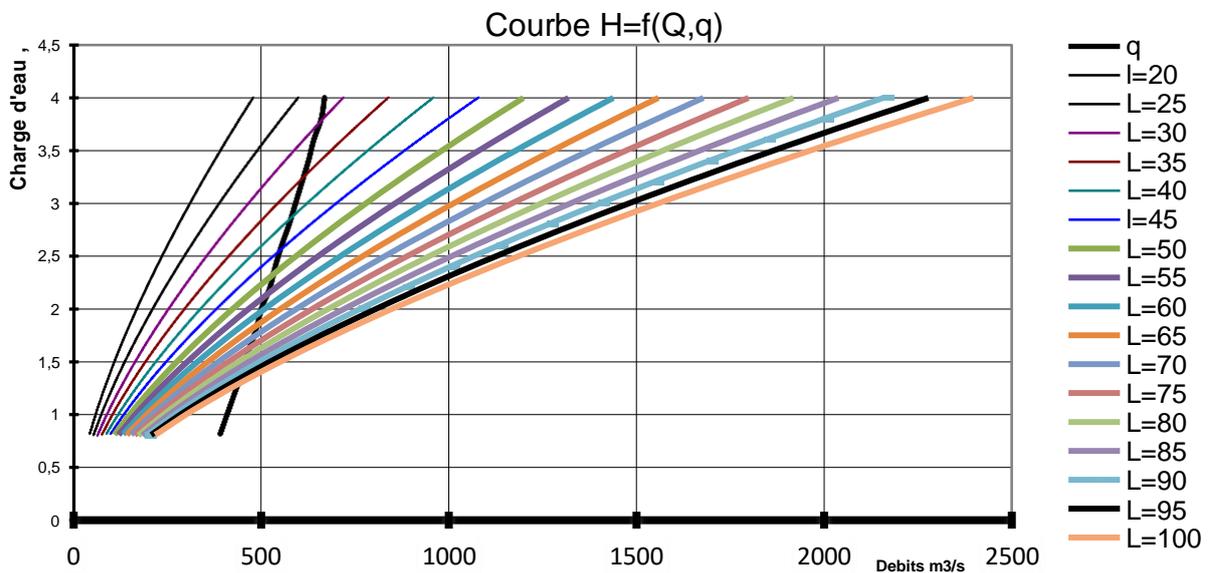


Figure : II.17 : Courbes de H= f (Q,q)

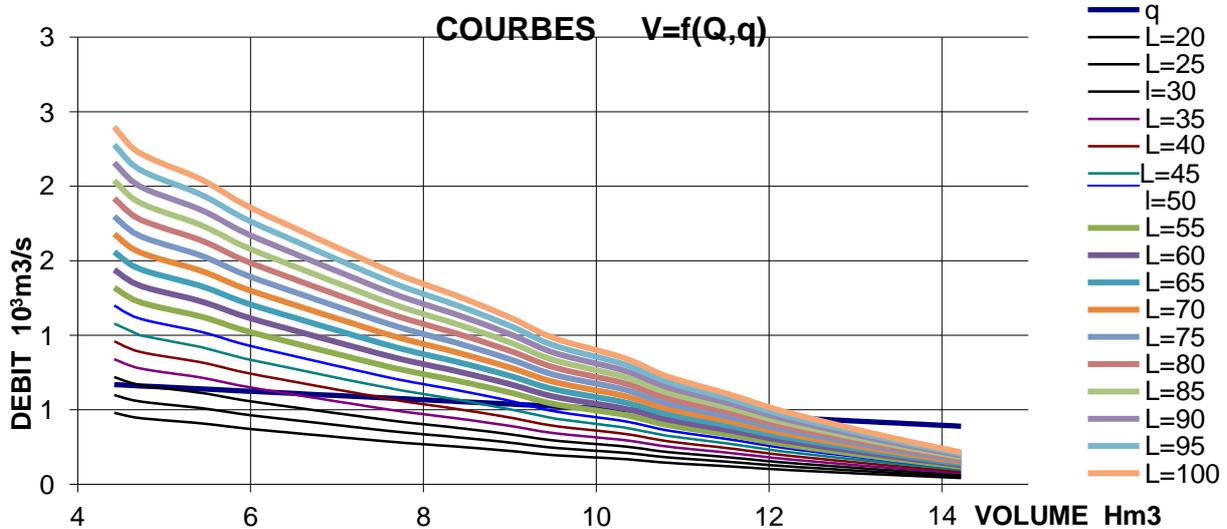


Figure : II .18 : COURBES V=f (Q,q).

**II.10.1.2 Résultats de calcul de laminage :**

B	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
H <sub>dev</sub>	3.8	3.21	2.81	2.55	2.32	2.1	2	1.88	1.72	1.64	1.55	1.48	1.4	1.35	1.30
Q <sub>laminé</sub>	650	610	580	560	540	520	500	490	480	470	465	460	457	456	455

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, nous devons faire une étude d'optimisation (c'est ce qu'on appelle une étude technico-économique) qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

**II.11 Etude d'optimisation :**

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

**II.11.1 Calcul du coût approximatif de la digue :**

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L \dots\dots\dots(\text{II.39})$$

**V<sub>i</sub>** : le volume du barrage à la côte **i**.

**W<sub>i</sub>** : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

**L<sub>i</sub>** : Distance entre deux coupes voisines.

On a :

$$W_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots(\text{II.40})$$

**B<sub>i</sub>** : Largeur de base donnée par : **B<sub>i</sub> = (m<sub>1</sub>+ m<sub>2</sub>) H<sub>i</sub> + b<sub>cr</sub>.**

**m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub>** : Fruits des talus.

**b<sub>cr</sub>** : Largeur en crête (m).

**H<sub>i</sub>** : Hauteur de la tranche au point **i** :

**H<sub>b</sub>** : Hauteur du barrage avec : **H = NNR + R+ h<sub>dév</sub> + t.**

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

**t** : Tassement en (m).

**a) La revanche :**

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R_i = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II.41)$$

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

**•Formule de Stevenson :**

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(II.42)$$

F : le Fetch F = 3.5Km

**• Formule de Molitor :**

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(II.43)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 140.4Km/h.

**• Formule de Mallet-pacquant :**

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(II.44)$$

**Tableau II.32:** Résultats récapitulatif du calcul de la revanche.

FORMULE	H (M)	V (M/S)	R (M)
Stevenson	1.03	3.56	1.676
Molitor	1.09	3.68	1.780
Mallet-pacquant	1.117	3.734	1.828

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

$$V=1,5+2H \dots\dots\dots(II.45)$$

H : hauteur des vagues (m).

R= 1.82m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

**b) Le tassement :**

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

- T= 0.015 H<sub>b</sub>
- T= 0.001 H<sub>b</sub><sup>3/2</sup> où

T=Tassement de la crête du barrage

H<sub>b</sub>=Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.35m.

**c) La largeur en crête :**

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules ci-après :

Formule T.KNAPPEN

$$b = 1.65 * H_b^{0.5} \dots\dots\dots (II.46)$$

- Formule E.F.PREECE:

$$b = 1.1 * H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (II.47)$$

- Formule SIMPLIFIEE

$$b = 3.6 * H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (II.48)$$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après:

**Tableau II.33:** Tableau récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête

largeur de déversoir (m)	Lame déversante (m)	Hauteur du barrage (m)	largeur en crête			
			Formule T.KNAPPEN	Formule E.F.PREECE	Formule SIMPLIFIEE	b <sub>cr</sub> moyenne
20	4	55,35	12,276	9,184	10,720	10,726
25	3,8	55,15	12,253	9,169	10,703	10,708
30	3,6	54,95	12,231	9,154	10,686	10,691
35	3,4	54,75	12,209	9,139	10,670	10,673
40	3,2	54,55	12,187	9,124	10,653	10,655
45	3	54,35	12,164	9,109	10,636	10,637
50	2,8	54,15	12,142	9,095	10,620	10,619
55	2,6	53,95	12,119	9,080	10,603	10,601
60	2,4	53,75	12,097	9,065	10,586	10,583
65	2,2	53,55	12,074	9,050	10,569	10,564
70	2	53,35	12,052	9,035	10,552	10,546
75	1,8	53,15	12,029	9,019	10,535	10,528
80	1,6	52,95	12,007	9,004	10,518	10,510
85	1,4	52,75	11,984	8,989	10,501	10,491
90	1,2	52,55	11,961	8,974	10,484	10,473
95	1	52,35	11,938	8,959	10,467	10,455
100	0,8	52,15	11,915	8,944	10,450	10,436

On donne la largeur en crête égale à 10m.

**Tableau II.34:** Variation de la hauteur du barrage en fonction de H déversante

NNR	B	H	NPHE	R+t	Cote de la crete	Hb
559,73	30	3,05	562,78	2,17	564,95	54,95
559,73	35	2,81	562,54	2,17	564,71	54,71
559,73	40	2,65	562,38	2,17	564,55	54,55
559,73	45	2,5	562,23	2,17	564,4	54,4
559,73	50	2,35	562,08	2,17	564,25	54,25
559,73	55	2,23	561,96	2,17	564,13	54,13
559,73	60	2,13	561,86	2,17	564,03	54,03
559,73	65	2,04	561,77	2,17	563,94	53,94
559,73	70	1,95	561,68	2,17	563,85	53,85
559,73	75	1,88	561,61	2,17	563,78	53,78
559,73	80	1,81	561,54	2,17	563,71	53,71
559,73	85	1,76	561,49	2,17	563,66	53,66
559,73	90	1,7	561,43	2,17	563,6	53,6
559,73	95	1,65	561,38	2,17	563,55	53,55
559,73	100	1,6	561,33	2,17	563,5	53,5

**d) Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :**

**Tableau II.35 :** Calcul du cout de la digue

Largeur déversant (m)	hauteur du barrage	Volume de la digue en (m <sup>3</sup> )	Cout de la digue en 10 <sup>6</sup> DA
30	54,95	439122,419	198,922456
35	54,71	429392,085	194,944007
40	54,55	422055,441	192,035226
45	54,4	416053,831	187,224224
50	54,25	409932,975	184,469839
55	54,13	403978,54	181,790343
60	54,03	402587,638	181,164437
65	53,94	396956,127	178,630257
70	53,85	393681,471	177,156662
75	53,78	388360,097	174,762043
80	53,71	385389,374	173,425219
85	53,66	384766,295	173,144833
90	53,6	386487,911	173,91956
95	53,55	379550,232	170,797604
100	53,5	374951,527	168,728187

**II.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :**

Vu que le bassin de dissipation garde leur profil pour les différentes largeurs déversantes, on va donc tenir compte que du seuil déversant, du canal d'approche et du coursier.

**a- Coût du déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est  $m = 0.49$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{Y}{H}\right)^{1,8} \dots\dots\dots (II.49)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L \dots\dots\dots(II.50)$$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à 25 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau II.36:** Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

<b>b (m)</b>	<b>h<sub>dév</sub> (m)</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coûts M.DA</b>
30	3,05	6,2	5,140	39,83	1195,0497	29,876
35	2,81	6	5,174	38,80	1358,1082	33,953
40	2,65	5,8	5,101	36,98	1479,3453	36,984
45	2,5	5,6	5,017	35,12	1580,5013	39,513
50	2,35	5,5	5,104	35,09	1754,4424	43,861
55	2,23	5,4	5,149	34,76	1911,7416	47,794
60	2,13	5,3	5,165	34,22	2053,184	51,330
65	2,04	5,2	5,167	33,58	2182,8629	54,572
70	1,95	5,1	5,172	32,97	2308,2068	57,705
75	1,88	5	5,139	32,12	2409,1224	60,228
80	1,81	4,9	5,109	31,29	2503,2488	62,581
85	1,76	4,8	5,034	30,20	2567,3917	64,185
90	1,7	4,7	4,983	29,28	2634,9067	65,873
95	1,65	4,6	4,910	28,23	2682,0462	67,051
100	1,6	4,5	4,837	27,21	2720,8646	68,022

**b- Coût du canal d’approche :**

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d’eau « H » est une hauteur de pelle égale à 0.85 m.

D’où la hauteur totale du mur : **Hca=P+H+R**

Avec P : hauteur de pelle ;  
 H : la lame déversante ;  
 R : la revanche.

La longueur du canal d’approche « L » est déterminée d’après la topographie est égal à 60m

L’épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,50m).

D’où le volume du canal d’approche est estimé par

$$V = S.e = L.H_{ca}.e$$

**Tableau II-37** : Résultats de calculs du coût du canal d’approche pour les différentes largeurs déversantes :

b [m]	h [m]	H <sub>ca</sub> [m]	S [m <sup>2</sup> ]	V [m <sup>3</sup> ]	Coûts [Million de DA]
30	3,05	5,72	343,26	171,63	4,29075
35	2,81	5,48	328,86	164,43	4,11075
40	2,65	5,32	319,26	159,63	3,99075
45	2,5	5,17	310,26	155,13	3,87825
50	2,35	5,02	301,26	150,63	3,76575
55	2,23	4,90	294,06	147,03	3,67575
60	2,13	4,80	288,06	144,03	3,60075
65	2,04	4,71	282,66	141,33	3,53325
70	1,95	4,62	277,26	138,63	3,46575
75	1,88	4,55	273,06	136,53	3,41325
80	1,81	4,48	268,86	134,43	3,36075
85	1,76	4,43	265,86	132,93	3,32325
90	1,7	4,37	262,26	131,13	3,27825
95	1,65	4,32	259,26	129,63	3,24075
100	1,6	4,27	256,26	128,13	3,20325

**c- Coût du coursier :**

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l’écoulement.

La longueur approximative du coursier est 137 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (II.51).$$

L’épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres.

Largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(II.52).$$

**Tableau II.38** : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

largeurs déversantes (m)	b <sub>c</sub> (m)	volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût de coursier
			(millions de DA)
30	13,34	1228,938	30,723
35	13,01	1249,169	31,229
40	12,75	1278,626	31,966
45	12,57	1288,222	32,206
50	12,39	1297,712	32,443
55	12,20	1311,755	32,794
60	12,01	1316,386	32,910
65	11,91	1323,745	33,094
70	11,82	1325,576	33,139
75	11,72	1329,225	33,231
80	11,67	1334,671	33,367
85	11,62	1339,184	33,480
90	11,59	1343,674	33,592
95	11,58	1348,142	33,704
100	11,15	1352,587	33,815

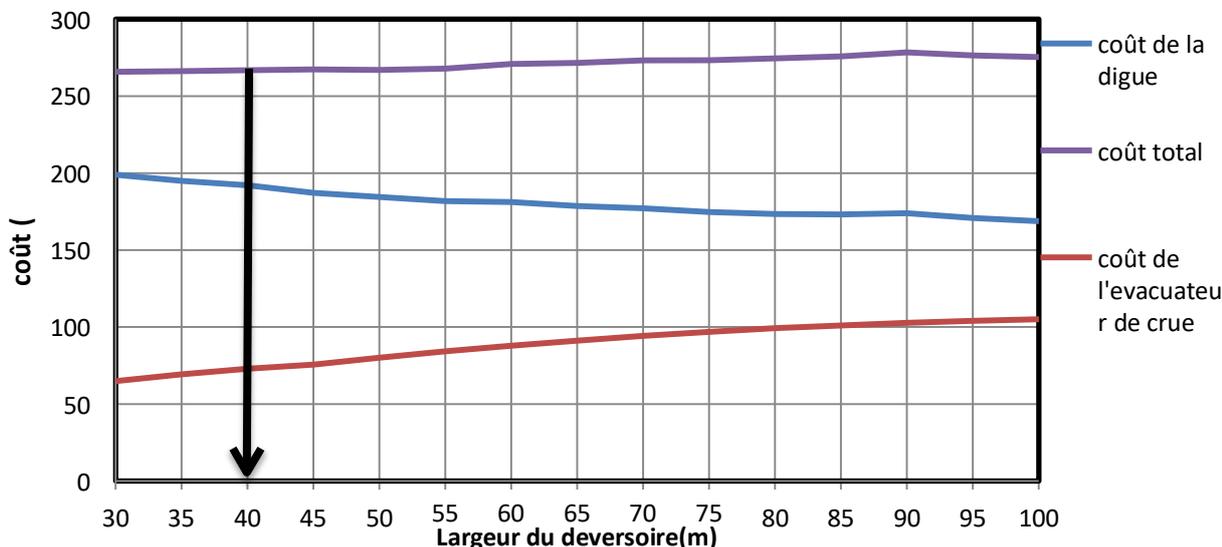
### II.11.3 Le coût total du barrage :

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-après :

**Tableau II.39**: coût Total du barrage.

largeurs déversantes	coût de la digue	coût de l'évacuateur de crue			coût total
		déversoir	C.A	coursier	
30	198,922456	29,876	4,29075	30,723	265,8014304
35	194,944007	33,953	4,11075	31,229	266,1861968
40	192,035226	36,984	3,99075	31,966	266,7629464
45	187,224224	39,513	3,87825	32,206	267,3673902
50	184,469839	43,861	3,76575	32,443	266,974287
55	181,790343	47,794	3,67575	32,794	267,8719963
60	181,164437	51,33	3,60075	32,91	270,8168313
65	178,630257	54,572	3,53325	33,094	271,6158097
70	177,156662	57,705	3,46575	33,139	273,2379785
75	174,762043	60,228	3,41325	33,231	273,3819139
80	173,425219	62,581	3,36075	33,367	274,4682207
85	173,144833	64,185	3,32325	33,48	275,8645312
90	173,91956	65,873	3,27825	33,592	278,4020056
95	170,797604	67,051	3,24075	33,704	276,5013305

100	168,728187	68,022	3,20325	33,815	275,4557189
-----	------------	--------	---------	--------	-------------



**Figure :II.19:** Courbe d’optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

Après l’étude technico-économique on a opté pour

- Un débit évacuer =580m<sup>3</sup>/s
- Une largeur déversante optimal =40 m
- Une charge déversante =2,81m.

**Conclusion :**

Après avoir tracé la courbe d’optimisation de la digue, du déversoir, du canal d’approche et du coursier (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total minimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b=40m » et une côte en crête optimale de la digue égale à 564.55m.NGA.

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

**Tableau II-40 :** tableau récapitulatif de l’étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	6.308
Volume utile	Mm <sup>3</sup>	45.644
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	51.952
Cote du fond	m NGA	509.7

---

Cote NVM	m NGA	536
Cote NNR	m NGA	559.73
Cote NPHE	m NGA	562.38
Cote en crête	m NGA	564.55
Largeur en crête	m	10

# Chapitre III

## ETUDE DES VARIANTES

**DEFINITIONS :**

Le petit Larousse définit barrage comme un "ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie" et digue comme "ouvrage destiné à contenir les eaux, à élever leur niveau ou à guider leur cours."

Ces termes de barrages et de digues ne sont pas sans ambiguïté; le terme de digue est parfois utilisé pour de petits barrages réalisés en remblai. Les berges des canaux ou cours d'eau canalisés peuvent constituer des digues parfois assez hautes. Par ailleurs, il n'y pas de seuils uniformes caractérisant ces ouvrages ce qui crée une large incertitude pour définir l'ensemble des ouvrages concernés.

L'ouvrage peut être conçu pour laisser passer l'eau et alors il faut que les passages sous l'ouvrage soient suffisants pour éviter de créer une différence de niveau importante de part et d'autre de l'ouvrage.

Si l'ouvrage retient ou peut retenir de l'eau, les conditions de sa stabilité doivent en tenir compte.

**III.1 le choix du site du barrage :**

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économiques, sécuritaires et facilité d'exécution de l'ouvrage.

**III.2 .le choix du type de barrage :**

Le choix de type du barrage dépend des paramètres suivants :

**□ la topographie du site:**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi permettrait 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.

**□ la morphologie de la vallée :**

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains. Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

### □ **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.

### □ **les risques sismiques :**

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des paramètres plus sévères, c'est à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

### □ **les matériaux de construction :**

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable.

### □ **critères économiques :**

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

### □ **CONCLUSION :**

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées. Ainsi, lorsque le substratum rocheux est à une profondeur supérieure à environ 5 mètres, seul un barrage en remblai est raisonnablement envisageable, du moins pour les ouvrages de hauteur inférieure à 25 mètres. Dans certaines régions, le contexte géologique est tel que le type de barrage est presque toujours le même.

Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité.

### **III.3 Les variantes a choisir :**

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux (disponibilité des matériaux sur le site), ce qui nous donne le choix de trois variantes :

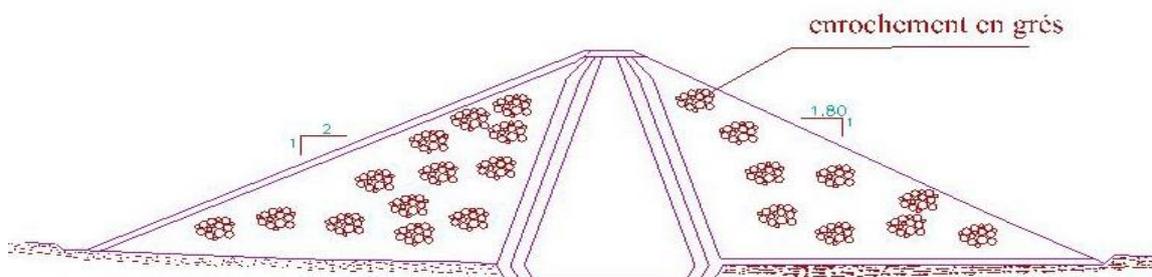
1. Le barrage en enrochement à noyau central en limon ;
2. Le barrage en enrochement avec masque d'étanchéité amont en béton ;
3. Le barrage-poids en BCR

#### **□ Barrage en enrochement à noyau central en limon :**

Ce type de barrage en enrochement est une solution largement répandue. le barrage consiste en deux corps d'appui amont et aval qui garantissent la stabilité du noyau central situé entre les deux, lequel constitue l'élément étanche (enrochement)

Le barrage se compose des éléments constructifs suivants :

- Les recharges amont et aval en enrochement de grès ;
- Le noyau du barrage en limon ;
- Les zones de transition à deux couches entre le noyau et les recharges latérales ;
- Le filtre à une couche sur l'assise de la recharge aval ;
- Le revêtement de protection en enrochements du talus amont contre l'action des vagues dues au vent.



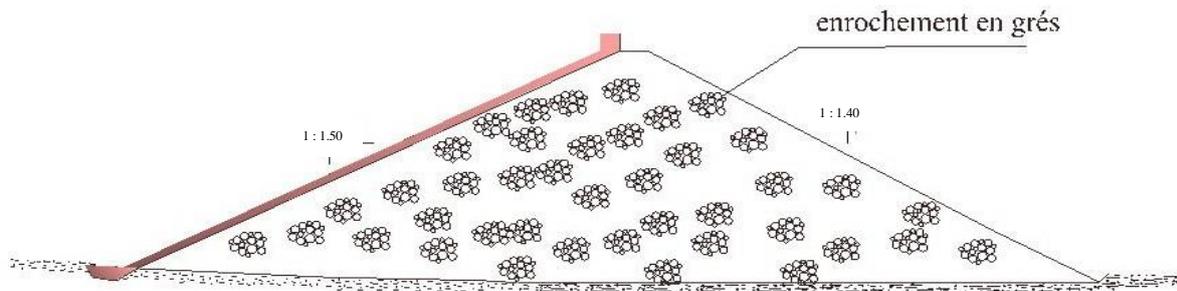
**Figure III.1.** Barrage en enrochement avec un noyau central

### □ Barrage en enrochement avec masque amont en béton :

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

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique...etc.



**figureIII.2** .barrage en enrochement avec masque amont en béton

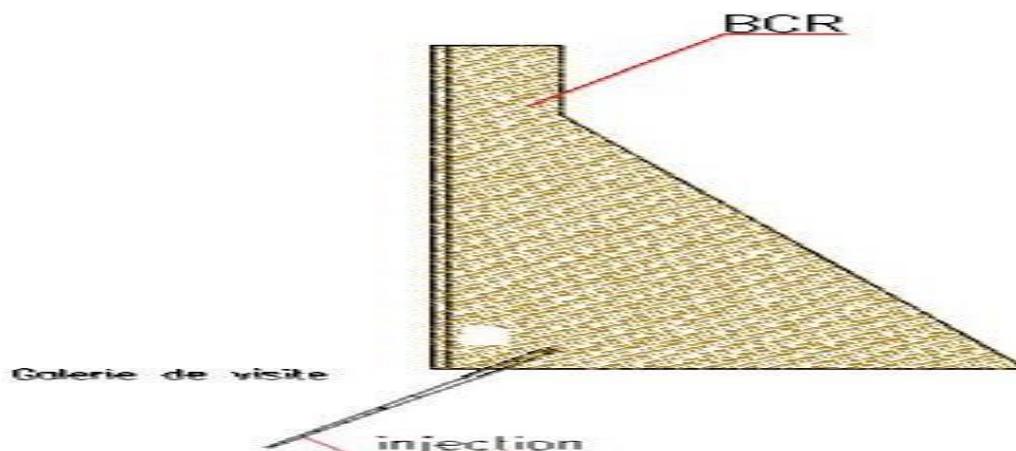
### □ Barrage poids en béton compacte au rouleau (BCR) :

Les barrages poids, comme son nom l'indique, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids, nécessitent une fondation rocheuse de bonne qualité, consiste à mettre en place le béton et à la compacter, par un rouleau vibrant lourd.

Les matériaux BCR utilisés pour le cours du barrage sont de composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre cout.

L'un des avantages important du BCR est la rapidité d'exécution.

L'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité est très sensible aux variations du poids spécifique de l'eau et aux séismes.



**Figure III.3**.barrage en BCR

**III.4 .Conception de la digue :**

**III.4.1 . Cote en crête du barrage :**

- **Niveau des plus hautes eaux :**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR= 559.73m) majoré de la charge déversante déjà déterminée (h = 2,81m).

NPHE = NNR + h

NPHE=562.54m
--------------

- **La revanche :**

**Tableau III.1: les différents résultats de la revanche.**

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.03	3.56	1.676
Molitor	1.09	3.68	1.780
Mallet-paquant	1.117	3.734	1.828

Pour des raisons de sécurité on prend : **R= 1.82 m** et le tassement de l'ordre de **0.35m**.

Donc la cote en crête est :

NC=564.55M
------------

- **Calcul de tassement:**

On admet une valeur de T =0.35m pour le tassement du barrage.

T=Tassement de la crête du barrage     **T=0.35m**

H<sub>b</sub>=Hauteur du barrage

H<sub>b</sub> = NNR-C<sub>f</sub> +h<sub>dev</sub>+R+T =559.73-509.7+2.81+1.82+0.35

On prend

**H<sub>b</sub> = 54.55m**

- La largeur en crête :**

- Formule T.KNAPPEN

b=1.65\*H<sub>b</sub><sup>0,5</sup> .....(III.1)

- Formule E.F.PREECE

b=1.1\*H<sub>b</sub><sup>0,5</sup>+1 .....(III.2)

- Formule SIMPLIFIEE

b=3.6\*H<sub>b</sub><sup>1/3</sup>-3.....(III.3)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés suivant:

**Tableau III.2** : les différents résultats de la largeur en crête.

	formule	valeur
T.KNAPPEN	$b=1.65*H_b^{0.5}$	12.18
E.F.PREECE	$b=1.1*H_b^{0.5}+1$	9.02
SIMPLIFIEE	$b=3.6*H_b^{1/3}-3$	10.60

On prend  $B_{cr} = 10m$

- **La longueur en crête:**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à : 332 m

### III.4.2 .Dimensionnement des variantes choisit :

#### III.4.2.1 Barrage en enrochement a noyau central en limon :

##### III4.2.1.1 Pente des talus : [08]

**Tableau III.3** : valeurs indicatives des pentes des talus pour un prédimensionnement des digues.

Matériaux de remblai	Elément étanche	Fruit des talus	
		Amont	Aval
Enrochement	Noyau central	1 /1.80	1 /1.80
	noyau incliné	1 /2.0	1 /1.80
	masque amont	1 /1.50	1 /1.40
Alluvions perméables	Noyau central	1 /2.00	1 /2.00
	Noyau incliné	1 /2.30	1 /2.00
Alluvions fines	Noyau central	1 /3.00	1 /2.50
	Noyau incliné	1 /3.30	1 /2.50
Digue homogène		1 /3.00	1 /3.00

Les pentes sont :

Amont est 2h/1v et aval de l'ordre 1.80h/1v

##### III4.2.1.2 Les bermes :

Talus amont une berme de 5m a la cote 536mNGA.

Talus aval une berme de 4 m a la cote 520m NGA.

##### III4.2.1.3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau :

###### 1. Revêtement des talus : [09]

Le talus aval sera protégé on utilisant l'enrochement qui peut être placé à la main ou mécaniquement d'une épaisseur de 20 à 30cm

Le talus amont sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement.

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

###### 1. La méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority)

On a :  $e = C.V^2$  ..... (III.4).

V : vitesse de propagation des vagues (V= 13km/h=3.65 m/s).

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'encrochement :  $\gamma_s = 2,60 \text{ g/cm}^3$ .

La valeur de «C » est donnée par le tableau ci-dessous :

**Tableau III .4** : détermination de coefficient C

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques.		
	Gs = 2,50 t/m <sup>3</sup>	Gs = 2,65 t/m <sup>3</sup>	Gs = 2,80 t/m <sup>3</sup>
1 : 4	0,027	0,024	0,022
1 : 3	0,028	0,025	0,023
1 : 2	0,031	0,028	0,026
1 : 1,5	0,036	0,032	0,030
1 : 1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'encrochement e=0.40 m.

**2. Noyau :**

La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 4 m.

• **La hauteur du noyau :**

Est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (III.5).$$

Avec : H<sub>b</sub> : hauteur du barrage (m).

H<sub>n</sub> : hauteur du noyau (m).

**AN :**  $H_n = 54.55 - 1 = 53.55\text{m}$  **H<sub>n</sub> = 53.55m**

• **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3}\right) \cdot H_b \dots \dots \dots (III.6).$$

$\frac{1}{17}$  on prend **L<sub>n,s</sub> = 3 m**

Donc on aura :  $L_{n,s} = \frac{1}{17} * 54.55 = 3.2$

• **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (III.7).$$

Avec :  $I_{adm}$ : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

$b_{moy}$ : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule(III.8).

$\Delta H$ : la charge d'eau, donnée par la formule (III.9).

**Tableau III. 5** : gradient admissible en fonction de la classe d’ouvrage et de type de sol.

Type de sol	Classe de l’ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.8	1.95
Limons	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limons sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$$b_m = \frac{L_{c,n} + L_b}{2} \dots\dots\dots (III.8).$$

Avec :  $L_{c,n}$  : largeur en crête du noyau.

$L_b$  : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (III.9).$$

Avec :  $H_1$  : Hauteur d’eau à l’amont correspond au NPHE, ( $H_1=50$  m)

$H_2$  : Hauteur d’eau à l’aval ( $H_2=0$ m).

Pour notre cas :  $I_{adm}=1.15$

(Le barrage Renem dont la hauteur ne dépasse pas 70,0m et en prenant en compte l’existence en aval des chemins de transport ainsi que le caractère des roches de fondation, se rapporte à la II classe.).

$$\text{On aura : } \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{50}{b_{moy}} \leq 1.15 \Rightarrow b_{moy} > \frac{50}{1.15} = 44m \qquad \mathbf{b_{moy}=44 m}$$

À partir de la formule (III.8) on aura :

$$L_b = 2 * b_{mov} - L_{c;n} \dots\dots\dots (III.10).$$

AN :  $L_b = 2 * 44 - 3 =$  **L<sub>b</sub>=85 m**

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{n;s} \dots\dots\dots (III.11).$$

On aura :  $m = \frac{L_b - L_{n;s}}{2 * H_n} = \frac{85 -}{2 * 53.55} = 0.78$  **m=0.8**

• **La cote en crête du noyau :**

NCN= C<sub>fond</sub> +H<sub>n</sub> =509.7+53.55=563.28 m NGA

**3. filtre :**

□ **Critères de conception**

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, 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 travaux de SHERARD (1984).

$\frac{D_{filtre}^{15}}{d_{85}^{sol}} < 4 \div 5$  Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.

$\frac{D_{filtre}^{15}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$  Condition de perméabilité.

$\frac{D_{filtre}^{50}}{d_{50}^{sol}} < 25$  Parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$  Coefficient d'uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots (III.12).$

Où: D<sub>15</sub>, en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

#### 4. Drain et drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

##### 4.1 Dimensionnement du drain tapis :

La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

$L_b$  : longueur transversale du barrage ( $L_b=237\text{m}$ ).

$$L_d = \frac{237}{3} = 79\text{m}$$

$$L_d=79\text{m}$$

#### III.4.2.2 barrage en enrochement a masque amont en béton armé :

##### III4.2.2.1 Les pentes des talus :

On choisit pour les pentes amont et aval les valeurs suivantes :

###### □ Pente du talus amont :

$$m1 = 1V/1.50H$$

###### □ Pente du talus aval :

$$m2 = 1V/1.40H.$$

Pour faciliter la construction puisque la construction du barrage avec ces pentes sera très délicate, c'est pour cette raison qu'on doit changer ces dernières et nous proposons les pentes suivantes :

Amont : 1h/1.8v. Aval : 1h/1.8v

##### III4.2.2.2 La largeur en crête :

On choisit pour la largeur en crête la valeur de  $b_{cr} = 10\text{ m}$

##### III4.2.2.3 La longueur en crête :

Elle est tirée de plan de l'aménagement qui est égale à 332m

**III4.2.2.4 L'épaisseur de béton :**

Est calculée par la formule suivant :

$$d = 0.3 + 0.003H \quad \text{en (m)} \dots\dots\dots (III.13).$$

H : hauteur de barrage égale 54.55 m

A.N :

$$d = 0.3 + 0.003 * 54.55 = 0.46 \text{ m}$$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est  $e = 0,5 \text{ m}$

**III4.2.2.5 Plinthe : [09]**

La longueur minimale de la plinthe est calculée par la relation suivante :

$$L_{\min} = 3 + H/15 \dots\dots\dots III.14$$

Avec H : la hauteur du barrage

A.N :  $L_{\min} = 6.63 \text{ m}$

On prend **L=7m**

**III4.2.2.6 Le corps du barrage :**

Le corps du barrage formé d'encrochements (grès).

**III.4.2.3 Barrage en BCR :**

- un parement amont vertical 1/1.
- Épaisseur de parement amont est de 1m en BCV.
- Un parement aval vertical entre les cotes 563.72 m et 555.72m, en marches d'escalier de pente moyenne  $1V / 0.85H$  entre les cotes 555.55 m et le niveau de la fondation.
- La largeur en crête 8m.

Tableau III.6: Les variantes de barrage

Type de l'ouvrage	Caractéristiques	Contraintes techniques	Contraintes économiques	Remarque
Digue en enrochements à noyau central en limon	- pente amont : 1V/2H - pente aval : 1V/1.80H - largeur crête : 10 m	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	envisageable par suffisance de volume
Digue en enrochement avec masque amont en béton	- pente amont 1V/1.8H - pente aval : 1V/1.8H - largeur crête : 10 m - corps formé par des enrochements	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	envisageable par suffisance de volume
Barrage poids en béton (BCR)	- parement amont vertical - parement aval en cascades de pente : 1V/0.85H - largeur de la crête : 8 m	- pas de contrainte	- à comparer avec les autres solutions	envisageable

**III.5 .Etude technico-économique:**

**a) Barrage poids en béton(BCR)**

Pour un barrage poids en BCR d'une hauteur de 53.72 m on prend les pentes des talus:  $m_1=1$ ;  $m_2=0.85$ .

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après:

Tableau III.7 : coût de la digue.

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
			( DA )	Million (DA)
Excavation en terrain meuble	$10^3$ m3	99.047	295	29.218
Excavation en terrain rocheux	$10^3$ m3	46.611	490	22.839
Béton BCR pour barrage	$10^3$ m3	220.797	5600	1236.4632
Béton arme pour parement amont (e=1m)	$10^3$ m3	18.452	32000	590.464
Montant total =1878.98Million (Da)				

**b) Digue en enrochement avec masque amont en béton:**

Pour un barrage avec masque amont en béton armé ou béton bitumineux d'une hauteur de 60 m en prend les pentes des talus:  $m_1=1.8$ ;  $m_2=1.8$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau ci-après:

**Tableau III.8** : coût de la digue.

Désignation	Unité En mille	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	Million (DA)
Excavation en terrain meuble	m <sup>3</sup>	107.36	295	31.6712
Excavation en terrain rocheux sans explosifs	m <sup>3</sup>	59.669	490	29.237
Masque amont en béton arme	m <sup>3</sup>	11.12	32000	355.8405
Remblayage en pierre	m <sup>3</sup>	943.05	400	377.220
Montant total = 793.968Million (Da)				

**c) Digue en enrochement avec un noyau central en limon :**

Pour un barrage en enrochement avec un noyau central en limon d'une hauteur de 54.55 m en prend les pentes des talus:  $m_1=2$ ;  $m_2=1.80$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau III.9** : coût de la digue.

Désignation	Unité en mille	Quantité	P.U	Montant
			(DA)	Million(DA)
Excavation en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	60.4	490	29.596
excavation en terrain meuble	m <sup>3</sup>	131	295	38.645
Remblais pour filtre et drain	m <sup>3</sup>	162.3	1180	191.514
Rip-Rap	m <sup>3</sup>	34.7	2050	71.135
Remblayage en pierre	m <sup>3</sup>	768.8	400	307.52
limon pour noyau	m <sup>3</sup>	232.7	335	77.954
Montant total			716.367Millions (Da)	

**Tableau III.10** : cout des différentes digues

Digue	Désignation	Unité (10 <sup>3</sup> )	Quantité	Montant	Total
BCR	Excavation en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	46.611	22.839	1878.98 Millions DA
	Excavation en terrain meuble	m <sup>3</sup>	99.047	29.218	
	Béton BCR	m <sup>3</sup>	220.797	1236.463	
	Béton armé pour le parement amont	m <sup>3</sup>	18.452	590.464	
Enrochement avec masque amont	Excavation en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	59.669	29.237	793.968 Million DA
	excavation en terrain meuble	m <sup>3</sup>	107.36	31.671	
	Béton pour le masque	m <sup>3</sup>	11.12	355.8405	
	Remblayage en pierre.	m <sup>3</sup>	943.05	377.220	
Enrochement à noyau vertical	Excavation en train rocheux	m <sup>3</sup>	60.4	29.596	716.367 Millions DA
	Excavation en train meuble	m <sup>3</sup>	131	38.645	
	Remblai pour le Filtre et le drain	m <sup>3</sup>	162.30	191.514	
	Rip-Rap	m <sup>3</sup>	34.7	71.135	
	Remblayage en pierre	m <sup>3</sup>	768.8	307.52	
	Limon pour le noyau	m <sup>3</sup>	232.7	77.954	

**Conclusion :**

A travers les tableaux ci-dessus on peut constater que la variante N°1 est moins chère par rapport aux autres variantes, son cout est de 716 Millions de dinars algérien.

Le volume des matériaux pour la construction de la digue existe et avec des quantités suffisantes dans les zones d'emprunts citons par exemple le limon pour le noyau, son volume dans la zone d'emprunt N°I est égal à 605 000m<sup>3</sup> et le volume du noyau est égal à 232.700 m<sup>3</sup> donc le volume disponible est égal 2.60fois le volume de noyau. Les grés pour l'enrochement est en quantité assez grande dans la zone d'emprunt N°II pour les utilisés comme un matériau de remblayage de la digue (le volume disponible est égal à 2 513 000 m<sup>3</sup>).

D'après ce qu'on a dans ce chapitre et le chapitre de synthèse de faisabilité la présence de la carrière de la pierre de qualité satisfaisante et en quantité suffisante et aussi les besoins des limons pour le remplissage du noyau nous les obtiendrons à partir de la carrière N°I .la solution barrage en enrochement avec un noyau central en limon s'impose comme la plus économique.

# Chapitre IV

## CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE

**Introduction :**

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la première variante à savoir un barrage en terre et en enrochement à noyau central de limon.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception et l'étude détaillées de la digue tout en mettant l'accent sur les infiltrations au niveau du corps de la digue ainsi que sur le traitement de la fondation.

**IV.1 Dimensionnement de la digue: [11]****IV.1.1 La revanche du barrage :**

$$R = 1.82m$$

**IV.1.2 La hauteur du barrage :**

Elle est donnée par la relation :

$$H_b = h_{NNR} + h_d + R + t$$

**Avec :**

$H_{NNR} = (C_{t\ NNR} - C_{t\ fond})$ : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée (m).

$h_d$  : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en (m).

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

$t$  : le tassement (m).

$$H_b = 559.73 - 510 + 2.81 + 1.82 + 0.35 = 54.55 \quad \text{Donc :} \quad \mathbf{H_b=54.55m}$$

$$\text{D'où :} \quad \mathbf{H_{cr\ête}=564.55m\ NGA}$$

**IV.1.3 Largeur en crête :**

$$\text{Elle est égale à } 10 \text{ m} \quad \mathbf{b_{cr}=10m}$$

**IV.1.4 la longueur en crête :**

$$\text{Elle est déterminée à partir du levé topographique elle est égale à } 332 \text{ m.} \quad \mathbf{L=332\ m}$$

**IV.1.5 Les bermes :**

Talus amont une berme de 5m aux cotes 536 m NGA.

Talus aval une berme de 4 m a la cote 520 m NGA.

### IV.1.6 Classification de l'ouvrage :

Pour connaître la classe de notre barrage nous allons se référer au tableau ci-après :

**Tableau IV.01** : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation. (V.volkov, 1986)

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
sablonneux, pierreux, argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe II.

### IV.1.7 Pentés des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité qui détermine les angles des talus nécessaires. On prend le fruit de talus selon le type de matériaux de remblai et l'élément d'étanchéité comme le montre le tableau suivant :

**Tableau IV.02** : valeurs indicatives des pentes des talus pour un prédimensionnement des digues.

Matériaux de remblai	Elément étanche	Fruit des talus	
		Amont	Aval
Enrochement	Noyau central	1 /1.80	1 /1.80
	noyau incliné	1/:2.0	1 /1.80
	masque amont	1 /1.50	1 /1.40
Alluvions perméables	Noyau central	1 /2.00	1 /2.00
	Noyau incliné	1 /2.30	1 /2.00
Alluvions fines	Noyau central	1 /3.00	1 /2.50
	Noyau incliné	1 /3.30	1 /2.50
Digue homogène		1 /3.00	1 /3.00

D'après le tableau on choisit les pentes comme suit:

- Parement amont  $m_1 = 1 :2.00$
- Parement aval  $m_2 = 1 :1.80$

Nous avons modifié la pente de talus amont pour puisse donner une petite augmentation a la stabilité de barrage.

### IV.1.8 Revêtement de la crête et protection des talus de la digue :

#### IV.2.8.1 La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 1m.

**IV.2.8.2 Talus aval:**

Le talus aval d'un barrage en remblai doit être protégé contre les effets de ruissellement des eaux de pluies. L'enherbement du talus aval est la solution adoptée de façon quasi systématique sur les barrages en enrochement. La couche de terre végétale de 0,15 mètre d'épaisseur est mise en place à la pelle mécanique et/ou au buteur, cette solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie.

Donc pour la protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

**IV.2.8.3 Talus amont :**

Le talus amont sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement, pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

**A. Première méthode :**

$$e = C * V^2 \dots\dots\dots IV.1$$

**Avec :**

e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique  $\gamma_p$  de l'enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.03 :** Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de  $\gamma_p$  .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
1/12	0,027	0,022	0,020
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0.40m**.

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

$$W_{50} = 0.52 * \gamma_p * e^3 \dots\dots\dots IV.2$$

AN :

$$W_{50} = 0.0865 \text{ tonnes}$$

On peut déterminer le volume avec la formule suivante :

$$V_{50} = \frac{W_{50}}{\gamma_p} \dots \dots \dots IV .3$$

AN :

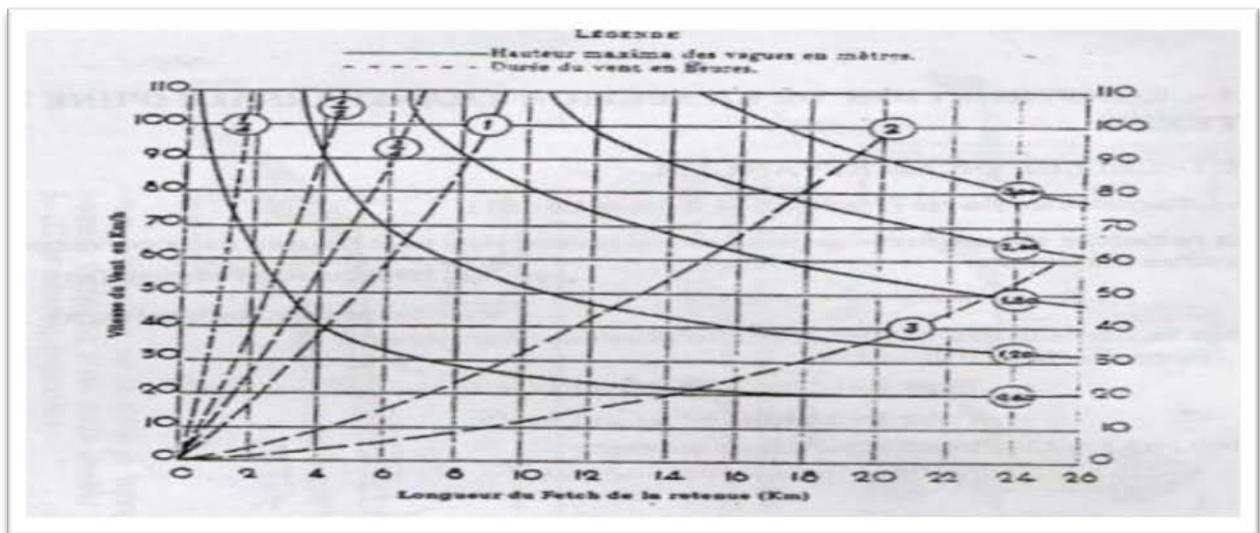
$$V_{50} = 0.033 \text{ m}^3$$

on obtient une valeur moyenne de  $D_{50} \approx 0,40 \text{ m}$ .

**B. Deuxième méthode :**

Les ingénieurs d'US Army Corps of Engineers utilisent un tableau (Tableau IV.04) qui donne l'épaisseur minimale de la couche d'enrochements et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague déterminée à partir de l'abaque donnée dans la figure suivante :

**Figure IV.1 :** Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d'après l'US Army Corps of Engineers.



**Tableau IV.04:** Epaisseur de l'enrochement et  $D_{50}$  minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{50}^{\min}$ (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
<b>0.30 – 0.62</b>	<b>0.40</b>	<b>0.25</b>
0.62 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

D'après la figure et le tableau ci-dessus on trouve :

Hauteur des vagues :  $0.30 < H < 0.62 \Rightarrow e = 0.40 \text{ m}$  et  $D_{50}^{\min} = 0.25 \text{ m}$

**C. Troisième méthode :**

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0.35 * \gamma_p * h^3}{\frac{\gamma}{\gamma} - 1 * \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots IV .4$$

**Avec :**

Q : poids maximal des pierres ;

$\gamma_p$  : poids volumique de la pierre (t/m<sup>3</sup>) ;

h: hauteur de la vague (m) (h=0.54m selon US Army corps of Engineers) ;

$\gamma$ : poids volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>) ;

m : talus à protéger.

**AN :**

**Q=0.0117 tonnes**

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D<sub>sph</sub> » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524\gamma_p}} \dots\dots\dots IV .5$$

**AN :**

**D<sub>sph</sub>=0.62 m**

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à D<sub>50</sub>= K\*D<sub>sph</sub> ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau IV.05

**Tableau IV.05 :** valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.50	0.55	0.60	0.65

**Note :** En obtenant une valeur D<sub>50</sub> inférieure à 0,25 m, on prendra D<sub>50</sub> égal à 0,25m.

**AN :**

**D<sub>50</sub>= 0.372m**

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50} (2 - 2.5) \dots\dots\dots IV.6$$

**AN :**

**e=0.93 m**

Après les résultats de ces trois méthodes on opte pour une épaisseur d'enrochement **e=0.93m** et un diamètre de 50% des blocs **D<sub>50</sub>=0.40m.**

**IV.2 Etanchéité du barrage:**

**IV.2.1 Le noyau :**

La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 4 m.

**IV.2.1.1 La hauteur du noyau :**

Nous avons fixé la hauteur suivant la crête du barrage

**AN :**  $H_n = 54.55 - 1 = 53.55m$

**$H_n = 53.55m$**

**IV.2.1.2 La largeur en crête du noyau :**

Elle est estimée à : :

$$L_{n,s} = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3}\right) \cdot H_b \dots \dots \dots IV.7$$

Donc on aura :  $L_{n,s} = \frac{1}{17} * 54.55 = 3.2$

**$L_{n,s} = 3 m$**

**IV.2.1.3 largeur à la base du noyau :**

$$\frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{B_{moy}} \leq I_{adm}$$

**Avec :**

$b_{moy}$ : largeur moyenne du noyau.

$\Delta H = (H_1 - H_2)$ : la charge d'eau en amont et en aval.

$H_1 = 52.81 m$  ;  $H_2 = 0m$ .

$I_{adm}$ : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

On prend  $I_{adm} = 1.15$

$$\frac{H_1 - H_2}{B_n} = \frac{51.82 - 0}{B_n} < I_{adm}$$

$$B_n \geq \frac{51.82 - 0}{I_{adm}} = 45$$

Largeur du noyau

**$B_n = 45m$**

D'où les pentes des talus du noyau  $B_n = 1_n + 2mH_n$

Où  $H_n$  : hauteur du noyau.

$m$  : fruit du noyau

$$m = \frac{B_n - L_n}{2 * H_n} = \frac{45 - 3}{2 * 53.55} = 0.39$$

D'où :  $m_1 = m_2 = 39\%$  mais des raisons de sécurité on prend  $m_1 = m_2 = 40\%$

Donc la largeur de la base est déterminée comme suit :

$$L_{bas} = 2 * m * H_n + L_n = 2 * 0.4 * 53.55 + 3 = 46m$$

$$L_b \geq \frac{H_2 - H_1}{I_{adm}} = 45.06m \text{ on prend}$$

$$L_b = 46m$$

### IV.2.2 La clé d'ancrage :

La base de la clé d'ancrage doit avoir au minimum une largeur de 3.0 à 4.0 m pour permettre le travail de compactage, sa profondeur  $\geq 1.5$  et sa pente est  $m=1$ .

Pour notre cas on prend :

**La pente :** **m=1**

**La profondeur :** (pour attendre la fondation imperméable). **H=5.5m**

**La largeur en base** est égale :

$$L_b = L_{b,n} - 2 * m * H = 46 - 2 * 1 * 5.5$$

$$L_b = 35m$$

## IV.3 Drainage de la digue :

### IV.3.1 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI. Elle s'énonce comme suit :

Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

#### 1) Critères de conception :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \text{ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div \text{ Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 \text{ Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 \text{ Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

Si on utilise un filtre de matériel naturel on peut atteindre un coefficient d'uniformité  $\leq 50$ .

Si le matériau à protéger est constitué, dans sa majeure partie, de graviers, les règles précédentes doivent être appliquées à la partie du matériau plus petite que la maille de 2.54 cm (1 pouce). La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

Dans le cas où on emploie des tubes de drainage perforés, entourés de filtre, on doit remplir

la condition: 
$$\frac{D_{85}^{filtre}}{D_{ouverture}} \geq 2$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$$K = 0,35 (D_{15})^2$$

Où: D15, en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Selon SHERARD (1984), les critères pour la conception de filtres en aval du noyau ou dans le drainage interne de la digue (filtres critiques) par rapport aux types de sols à protéger sont les suivants:

□ **Limons sablonneux et argiles :**

Pour les limons sablonneux et les argiles avec une quantité significative du sable dont d85 soit entre 0.1 et 0,5 mm, le critère  $D_{15} / d_{85} \leq 5$  s'avère conservateur et raisonnable. La plasticité du sol à protéger n'affecte pas les caractéristiques du filtre.

□ **Argiles fines :**

Pour les argiles fines dont d85 soit entre 0.03 et 0.1 mm, un filtre en sable fin ou en sable grossier avec D15 moyen qui ne dépasse pas 0.5 mm, s'avère raisonnablement conservateur. La plasticité ou la dispersion de l'argile n'affecte pas la granulométrie requise.

□ **Limons aux grains fins à faible cohésion :**

Pour les limons fines sans sable dont d85 soit entre 0.03 et 0,1 mm avec une faible plasticité (au-dessus de la ligne A selon la classification de la SUCS) et avec une limite de liquidité inférieure à 30, il est nécessaire d'utiliser des filtres en sable grossier avec D15 moyen qui ne dépasse pas de 0,30 mm.

□ **Sable grossier :**

Pour les sables grossiers proprement dits et avec une faible quantité de grains fines (non cohésifs), le critère  $D_{15} / d_{85} \leq 5$  est acceptable.

**2) Calcul des filtres :**

**A) Règles des filtres :**

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

**Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots IV.8$$

**Avec :**

$\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = D_{60}/D_{10}$  ;

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$  ;

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

**Condition 2 :**

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots IV.9$$

**Avec :**

$D_{15}$  : Diamètre de filtre ;

$d_{15}$  : Diamètre du sol à protéger.

**B) Vérification du contact de la couche de protection et la recharge :**

Cette vérification est entièrement basée sur la mécanique des sols et s'appuie sur la loi de TERZAGUI. Nous devons vérifier le contact entre les recharges et la Protection suivant l'inéquation suivante:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$D_{15}$ : diamètre des particules du sol protégeant

$d_{85}$ : diamètre des particules du sol protégé

**C) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :**

On désigne par  $D_p$  et  $d_p$  les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré Selon les critères suivants :

$$12 < D_{15} / d_{15} < 40 ;$$

$$12 < D_{50} / d_{50} < 58.$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

$D_{15}, D_{50}$  : Diamètre de filtre.

$d_{15}, d_{50}$  : Diamètre du sol à protéger.

**01) Granularité du sol protégé :**

$d_{15} = 0,006 \text{ mm} ;$

$d_{50} = 0,02 \text{ mm};$

$d_{85} = 0,2 \text{ mm}.$

- La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$0,072\text{mm} < D_{15} < 0.24 \text{ mm} ;$

$0.24 \text{ mm} < D_{50} < 1.16 \text{ mm}.$

La courbe granulométrique moyenne est :

$D_{15} = 0,156 \text{ mm} ;$

$D_{50} = 0.7\text{mm}.$

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 * \sqrt[6]{\eta_F} * (1 + 0,05 * \eta_F)} * \frac{1-n}{n} \dots\dots\dots IV.10$$

**Avec :**

$\eta_F$  : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [ $\eta_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.3}{0.11} = 12$ ].

$n$  : la porosité de filtre.

$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log (UF) \dots\dots\dots IV.11$

$DPV$  : diamètre des particules soumises à un effet de voûtes.

$DPV = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15} \dots\dots\dots IV.12$

$d_{15}$  : Diamètre des particules du sol protéger à 15%;

On déterminera aussi le diamètre minimum  $D_{min}$  en fonction de  $D_{17}$

$$D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot x} \dots\dots\dots IV.13$$

Où :  $x = 1 + 1,28 \cdot \log (U_F)$

Les autres valeurs de "d<sub>i</sub>" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = \left[ \frac{1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)}{1 + 0,2 \cdot x} \right] \cdot D_{min} \dots\dots\dots IV.15$$

**A N .**

$$n = 0,4 - 0,11 \log (12) = 0,29 \quad \text{et} \quad x = 1 + 1,28 \cdot \log (12) =$$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.06:** Récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.

<b>D<sub>PV</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>17</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>min</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>10</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>15</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>20</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>50</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>60</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>80</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>100</sub></b> <b>(mm)</b>
0,024	0,07585	0,044	0,053	0,067	0,090	0,450	0,670	1,285	2,155

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.804\text{mm} < D_{15} < 2.68\text{mm}$$

$$5.4\text{mm} < D_{50} < 26.1 \text{ mm.}$$

D’où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche de filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 1.742\text{mm.}$$

$$D_{50} = 15.75 \text{ mm.}$$

La deuxième couche est déterminée de la même façon que première couche.

**Tableau IV.07:** Récapitulatif des résultats de la deuxième couche de filtre.

<b>D<sub>PV</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>17</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>min</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>10</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>15</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>20</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>50</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>60</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>80</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>100</sub></b> <b>(mm)</b>
0,268	0,665	0,387	0,464	0,593	0,799	4,148	6,227	12,079	20,420

**D) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :****1) Filtre N° 1 :**

□ Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 * \sqrt[6]{\eta} * (1 + 0,05\eta) * \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots IV .16 .$$

$$D_5 = 0.046\text{mm}; \quad D_{10}=0.053 \text{ mm}; \quad D_{17}=0.0758\text{mm}; \quad D_{60}=0.670\text{mm};$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 13 \text{ Coefficient d'hétérogénéité};$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n=0,29$$

$$D_5/D_{17}=0,607 > 0,33$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

□ La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,067}{0.5} = 0,134 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

□ Parallélisme des courbes granulométriques.

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$$

$$D_{50}=0.45 \text{ mm}; \quad d_{50}=0.017 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} = \frac{0.45}{0.017} = 26.47 < 25$$

La condition de parallélisme des courbes granulométriques est vérifiée

□ Coefficient d'uniformité du filtre.

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} = \frac{0.45}{0.053} = 8.49 \leq 20$$

La condition d'uniformité du filtre est vérifiée

**2) Filtre N°2 :**

□ Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$$D_5/D_{17}=0.604 > 0,328 : \text{ pour } n=0,28; \eta=14.$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe Pas.

□ La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,593}{4} = 0,148 < 4$$

La condition est vérifiée.

**Vérification du contact Noyau – Recharges :**

Cela revient à vérifier la double condition suivante :

$$4 * d_{85} > D_{15} > 5 * d_{15}$$

Avec :  $d_{85}$  : Diamètre des particules du corps du noyau (limon) à 85%.

$d_{15}$  : Diamètre des particules du corps du noyau (limon) à 15%.

$D_{15}$  : Diamètre des particules de recharges (grés) à 15%.

AN:  $d_{85}=0.2\text{mm}$ ;  $d_{15}=0.006 \text{ mm}$ ;  $D_{15}=0.3 \text{ mm}$

$$0,8 > 0,04 > 0.03$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

**E) Conclusion:**

On prend l'épaisseur de chaque couche de filtre selon les expériences de construction des barrages en enrochement  $e=1\text{m}$ .

**3) Calcul des drains :**

**A) Dimensionnement du drain tapis :**

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation ci-après :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots IV.17$$

**Avec :**

$L_b$  : Longueur transversale du barrage ( $L_b= 237 \text{ m}$ ).

Donc :  $L_d = \frac{237}{3} = 79\text{m}$   **$L_d=79\text{m}$**

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left( \sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots IV.18$$

$l_d$  : Largeur du drain nécessaire (m) ;

$L$  : Distance horizontale entre la retenue et le drain (127.11m);

$H$  : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

$$A.N: l_d = \frac{1}{2} \left( \sqrt{127.11^2 + 49^2} - 127.11 \right) = 2.4m$$

$$I_d = 3m$$

**B) Dimensionnement du prisme aval :**

**01) Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,18) H_b$$

**Avec :**

$H_b$  : hauteur du barrage (m).

On prend :  $H_p = 0.18 H_b$

$$H_p = 10m$$

**02) Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$$

$$b_p = \frac{1}{3.33} * 10 = 3$$

$$b_p = 3m$$

**03) fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 1,5)$$

$$m_2 = (1,25 \div 2)$$

Donc on prend :

$$m_2 = 1.80 \text{ et } m_1 = 1$$

**04) Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p$$

$$B_p = 3 + (1 + 1.80) * 10 = 31m$$

$$B_p = 31m$$

**IV.4 Calcul des infiltrations :**

Le corps de la digue sera construit avec un matériau grossier qui est un enrochement, son coefficient de perméabilité  $K_r$  est égal à  $3.472 * 10^{-6}$  et un noyau central en limon. Son coefficient de perméabilité ( $K_n$ ) est égal à  $7.361 * 10^{-8}$  m/s.

Le substratum marneux et marneux calcaire est couvert par les couches suivantes :

- Argiles et limons d'une profondeur de 3m sur la zone gauche.
- Sables, graviers et galets d'une profondeur de 5.80m sur le lit de l'oued.
- Limon, sables et les blocs d'une profondeur de 4m sur la zone droite.

**Remarque :**

Ces dernières couches qui couvrent le substratum seront excavées donc le corps de la digue sera implanté sur une fondation rocheuse (marneux calcaire et calcaire ).

**IV.4.1 Ligne de saturation :**

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} .$$

D'où  $y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \dots \dots \dots IV.19 .$

Aux conditions limites :  $x=d$  et  $y=h$

D'où :  $y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$

**Avec :**

d: Largeur en base du noyau diminuée de 0,7b.

h: La hauteur d'eau en amont.

b: Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (se détermine avec la coupe transversale du barrage).

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

$b = m_n * h$  d'où **b = 19.6m**

L'emprise du noyau : **L<sub>b</sub> = 46m**

$d = L_b - 0,7 * b$  d'où **d = 32.28m**

Donc : **y<sub>0</sub> = 26.486**

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :



**IV.4.3 Calcul du débit de fuite par infiltration :**

**IV.4.3.1 Noyau (Digue):**

Le débit de fuite estimé par la loi de DARCY :

$$Q = K_n \cdot I \cdot A \dots \dots \dots \text{IV.21}$$

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau ( $K_n = 5.787 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ ).

A : Aire soumise à l'infiltration ( $\text{m}^2$ ).

I : Gradient hydraulique  $I = \frac{dy}{dx}$  .

On a :

$$Q \cdot dx = K_n \cdot y \cdot dy$$

En utilisant la propriété bien connue de la parabole de KOZENY, on obtient :

$$q = K_n \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} = K_n \cdot y_0 \dots \dots \dots \text{IV.22}$$

$$q = K_n \cdot y_0 = K_n \cdot (\sqrt{H^2 + d^2} - d) \quad \text{D'où} \quad \mathbf{q = 1.061 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s/ml}}$$

K (m/s)	q (m <sup>2</sup> /s/ml)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
5.787*10 <sup>-8</sup>	1.061*10 <sup>-6</sup>	46	4.880*10 <sup>-5</sup>

**IV.4.3.2 Fondation:**

Dans ce cas, on considère le débit de fuite à travers la clé d'étanchéité donné par la formule :

$$q_a = K_a \cdot \frac{H^2 - h}{S_a} \cdot P$$

$K_a$  : Coefficient de perméabilité de la clé d'ancrage ( $K_a = 5.787 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ )

H : Charge d'eau à l'amont H = 50 m.

$S_a$  : Distance moyenne de la clé d'ancrage.  $S_a = 51.5 \text{ m}$ .

P : Profondeur de la clé d'ancrage (P=5.5 m).

h : Niveau d'eau amont de la ligne de saturation dans la recharge donné par la relation :

$$h = \sqrt{\frac{K_n}{K_r} \cdot L \cdot H_0^2} \dots \dots \dots \text{I} \quad \text{23}$$

$H_0$  : Niveau d'eau à l'aval.  $H_0 = 0 \text{ m}$ .

$Y_0$  : Ordonnée de la parabole théorique ( $y_0 = 27.363 \text{ m}$ ).

L : longueur du massif (L = 237 m).

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau  $K_n = 5.787 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ .

$K_r$  : Coefficient de perméabilité de la recharge  $K_r = 3.472 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

On trouve :

$$h = 14.262 \text{ m}$$

Donc le débit de fuite à travers la fondation sera :

$$q_a = 2.041 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

$K_n$ (m/s)	$K_r$ (m/s)	H	$q$ (m <sup>2</sup> /s/ml)	L (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)
$5.787 \cdot 10^{-8}$	$3.472 \cdot 10^{-6}$	14.262	$1.536 \cdot 10^{-5}$	223	$3.425 \cdot 10^{-3}$

**IV.4.3.3 Barrage (Digue ; Fondation):**

Le débit total d'infiltration (en m<sup>3</sup>/s) à travers le barrage est :

$$Q = Q_n + Q_f$$

Type d'ouvrage	Noyau (digue)	Fondation	BARRAGE
$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$4.880 \cdot 10^{-5}$	$3.425 \cdot 10^{-3}$	$3.474 \cdot 10^{-3}$

**IV.4.3.4 Vérification de la Résistance d'Infiltration :**

**A. Sol Noyau :**

$$I = \frac{\Delta H}{S_n} \leq J_{adm}$$

$S_n$  : épaisseur moyenne du noyau.

$$S_n = 24.5 \text{ m}$$

$\Delta H$  : Perte de charge dans le noyau.

$$\Delta H = \frac{0.65 \cdot h}{1 - \tan(\gamma - \alpha)} = \frac{0.65 \cdot 3}{1 - \tan(\gamma - 68.198)} = 22.5 \text{ m}$$

On peut aussi calculer  $\Delta H$  graphiquement à l'aide de schéma de la ligne de saturation

$$I = \frac{3.25}{24.5} = 0.132 < 1.15$$

Condition vérifiée, la résistance du sol du noyau est assurée.

**B. Fondation du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$$

**Avec :**

$I_{cr}$  : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation, il est donné par le tableau ci-après:

**Tableau IV.09 :** Détermination du gradient d’infiltration admissible.

Sols de fondation	I <sub>cr</sub>
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

K<sub>s</sub> : coefficient de sécurité se détermine en fonction de la classe de barrage à l’aide de tableau suivant :

**Tableau IV.10 :** Détermination de coefficient de sécurité K<sub>s</sub>.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K <sub>s</sub>	1,25	1,20	1,15	1,10

I<sub>f</sub> : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots IV .24$$

T<sub>c</sub> : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (T<sub>c</sub>=6m)

ΔH : charge d’eau (H=50m).

L : longueur à la base du barrage (L=237).

Notre barrage appartient à la classe II ce qui donne

**K<sub>s</sub>=0.45**

La fondation est constitué de calcaire et de marne donc:

**I<sub>cr</sub> =1.2**

**A.N :** 
$$I_f = \frac{50}{237 + 0.88*6} = 0.206 < \frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{0.45}{1.2} = 0.375$$

La condition est assurée.

### IV.5 Traitement de la fondation :

#### IV.5.1 excavations :

Les excavations constituent une étape importante des travaux. Elles doivent être menées avec soin afin de préparer une assise adéquate pour le barrage en recherchant une roche saine. En outre, en éliminant les surplombs et en corrigeant les ruptures des pentes,

La profondeur d’excavation est de 10m ensuite sera cimenté avec un béton avec une couche de 10 à 20cm.

#### IV.5.2 buts recherchés :

Les injections ont pour but d’étancher ou de consolider un massif rocheux fissuré est dans notre cas est de consolidé le massif rocheux. Les vides sont remplis par du coulis introduit par

pression et amené par des forages qui traverse les fissures et les discontinuités dans la masse rocheuse, les principaux objectifs de traitement de la fondation sont :

- Réduire les débits de percolation ;
- Allonger le chemin de percolation ;
- Augmenter la résistance de la masse rocheuse.

#### IV.5.3 Mode d'injection :

L'injection de ce massif rocheux sera effectué en descendant d'une profondeur allant jusqu'à 30m .cette méthode consiste à forer une tranche qui directement injectée en utilisant un obturateur. L'injection sera faite par les coulis instables (ciment, eau).

On prévoit aussi une cimentation du peu de fondation après l'excavation.

#### IV.6 Tassement De La Digue

Le tassement se compose en deux parties :

- Au moment de l'application de la charge il se produit un tassement instantané.
- La charge étant maintenue, il se produit un tassement progressif.

Le premier phénomène s'arrête dès que le volume des vides entre les grains de terre est suffisamment réduit pour que l'eau l'occupe entièrement, le second dure plus ou moins long temps suivant la perméabilité de la terre

##### IV.6.1 Déplacement Vertical

La valeur du tassement dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques du sol de la retenue et de sa fondation.

D'après LOWTON :

$$T=0,001 H_b^{3/2}$$

T : tassement de la crête (m)

$H_b$  : hauteur de barrage.

Donc :

$$T=0,40m$$

##### IV.6.2 Déplacement Horizontal

Les déplacements horizontaux de la crête de la retenue sont prisés égale à 0,4% de la hauteur ;

D'où :  $D_h= 0,004H_b$

Donc :

$$D_h = 0,218m$$

# Chapitre V

## CALCUL DE STABILITE

### V.1. Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la **pression interstitielle** qui peut s'installer de façon 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 :

- **état 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 dans notre cas les recharges sont en enrochement donc la pression interstitielles seront dissipées au cours de la vidange ; 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 n° V.01** : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges Et des actions	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	1.05	1.05

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme :  $K_{ss, adm} = 1,15 - 1,2$ .

- Avec séisme :  $K_{as, adm} = 1,05 - 1,1$ .

## V.2. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a.1 Glissement en cascade.

a.2 Glissement, puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

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 «  $k_{adm}$  »

### V.2.1. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. 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.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b$$

$$R_2 = K_2 H_b$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage.

( $K_1$ - $K_2$ ) : sont déterminés d'après le tableau (VI.02) en fonction de pentes de talus.

**Tableau V-02** : 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	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

**Tableau V.03** : récapitulation des résultats trouvés

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	2	0.75	1.75	40.9125	95.4625
Aval	1.75	0.75	1.687	40.9125	92.053

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite 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 »

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 :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$
- $\alpha$  : 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.03) suivant :

**Tableau V.04 :** Caractéristique géotechnique des grès mis au corps du barrage.

Densité, g/cm <sup>3</sup>			c kg/cm <sup>2</sup>	φ degrés
ρ <sub>d</sub>	ρ <sub>s</sub>	ρ <sub>sat</sub>		
2.26	2.68	2.41	0	40

**Tableau V.05 :** Caractéristiques géotechnique des sols mis au noyau du barrage.

Dénomination des sols	Densité, g/cm <sup>3</sup>			φ degrés	c kg/cm <sup>2</sup>
	ρ <sub>d</sub>	ρ <sub>s</sub>	ρ <sub>sat</sub>		
Limon	1,85	2.70	2.16	20	0,40

Avec :

ρ<sub>a</sub> : densité sèche, ρ<sub>s</sub> : Densité des grains solides, ρ<sub>sat</sub> : densité saturé. φ: Angle de frottement, c : cohésion

## V-2.2 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 :  $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$ .

$h_1, h_2$  : 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 du matériaux de construction à l'état saturé).

$b$  : largeur de la tranche.

Cette force-là a deux composantes :

-  $N_n = G_n \cdot \cos \alpha$  : 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  $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$ .

### **b. Forces de pression interstitielle :**

Dans le cas où le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :  $P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$ .

**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 :**

$$F_c = c \cdot dl$$

**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.

$$T = a \cdot G_n$$

**Avec :**

$a$  : Coefficient de séisme ( $a = 18,65 \text{ cm/s}^2 \approx 0,2g$ )

$G_n$  : Poids de la tranche.

**V.2.3 Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

**1. Les forces stabilisatrices :****a) Force de frottement :**

$$F_1 = Nn \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi.$$

Avec:

$\varphi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b) Force de cohésion :**

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{b}{\cos(\alpha)}$$

b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [ (Nn - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl} ] R.$$

R : rayon de la courbe de glissement.

**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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

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 :

$$M_T = a \operatorname{Gn} \operatorname{dn}.$$

**Remarque:**

Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

**V.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :**

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**V.3.1. Retenue pleine : (talus aval)**

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} - \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.1).$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} - \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.2).$$

K<sub>ss</sub> : coefficient de sécurité sans séisme.

K<sub>as</sub> : coefficient de sécurité avec séisme.

d<sub>ni</sub> : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

**V.3.2. Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval)**

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} - \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \phi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.3).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \phi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.4).$$

**V.3.3. vidange rapide :(talus amont)**

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} - \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \phi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.5).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \phi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.6).$$

**Note :** Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans l'Annexe.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.06 :** Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ( $K_{ss, adm} = 1,15 - 1,20$ )	Avec séisme ( $K_{as, adm} = 1,05 - 1,10$ )
Fin de Construction	<b><u>Talus aval</u></b> R <sub>1</sub> =62m R <sub>2</sub> =63.1m R <sub>3</sub> =92.61m R <sub>4</sub> =101.85m R <sub>5</sub> =109.62m	2.18 2.15 1.82 1.85 <b>1.89</b>	1.40 1.38 1.22 1.18 <b>1.17</b>
	<b><u>Talus amont</u></b> R <sub>1</sub> =74.3m R <sub>2</sub> =77.91m R <sub>3</sub> =86.42m R <sub>4</sub> =89.94m R <sub>5</sub> =97.54m	2.91 <b>2.02</b> 2.99 2.31 2.34	1.62 <b>1.32</b> 1.61 1.44 1.46
Fonctionnement Normal	<b><u>Talus aval</u></b> R <sub>1</sub> =71.99m R <sub>2</sub> =72.5m R <sub>3</sub> =81.27m R <sub>4</sub> =89.21m R <sub>5</sub> =99.16m	2.69 3.02 2.5 2.46 <b>2.18</b>	1.58 1.71 1.62 1.41 <b>1.35</b>
Vidange Rapide.	<b><u>Talus amont</u></b> R <sub>1</sub> =79.48m R <sub>2</sub> =79.96m R <sub>3</sub> =89.65m R <sub>4</sub> =93.67m R <sub>5</sub> =108.98m	3.39 <b>1.99</b> 3.11 2.16 2.38	1.865 <b>1.31</b> 1.76 1.39 1.48

**Remarque :**

D'après le tableau ci-dessus la stabilité des talus est vérifiée pour les pentes suivantes 1 :2 en amont et 1 :1.80 en aval, donc nous pouvons construire notre barrage avec ces pente mais vu la difficulté de construire ce dernier avec une pente aval assez petite, alors nous proposons d'augmenté cette pente jusqu'à une valeur de 1 :2 conformément aux normes de construction mondiale et pour faciliter la construction de ce dernier.

**Conclusion :**

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus (1 :2 et 1 :1.80) ce que signifie aussi que la stabilité des talus pour les valeurs suivantes (1 :2 et 1 :2) est aussi vérifiée.

La construction du barrage sera faite avec une pente amont qui est égale à  $1h/2v$  et une pente aval de  $1h/2v$ .

# Chapitre VI

## ORGANISATION DE CHANTIER

**Introduction :**

L'organisation d'un chantier consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utiliser rationnellement les ressources mises en œuvre pour réaliser une tâche : les personnels, les matériels, le personnel en fonction des matériels, les fournitures. Pour cela, il convient de :

- **définir** avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires, permettant la mise en pratique de techniques en progression constante dans le sens d'un haut rendement ;
- **arrêter** en quantité et en qualité les différentes ressources à mettre en œuvre (personnels, matériels) ;
- **répartir et coordonner** les tâches par:
  - la décomposition et l'ordonnancement d'opérations élémentaires,
  - la recherche de toute opération à caractère répétitif et l'étude de cycles de travaux

que l'on étudiera une seule fois, mais qui apporteront intrinsèquement la possibilité de contrôler donc de corriger, et en conséquence d'évoluer.

C'est, en fait, un problème d'efficacité et d'économie, termes qui définissent la **productivité**

**VI.1 Travaux de réalisation :****a. Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

**b. Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

**c. Travaux de construction :**

On prévoit la construction des ouvrages comme suit :

- Fonçage du tunnel souterrain, parallèlement on construit le batardeau provisoire
- Construction de batardeau amont et aval, parallèlement on réalise les travaux afférents à la construction de la tour de prise d'eau;

- Construction de l'ouvrage d'évacuation de crue;
- après l'achèvement de tous les travaux de l'ouvrage de prise d'eau sous la protection des batardeaux amont et aval, parallèlement on exécute les travaux de bétonnage la fondation du barrage (cimentation de peau, galerie de visite et galerie d'injection) et on continue les travaux de construction de l'ouvrage d'évacuation de crue;
- Exécution du remblayage du barrage, l'exécution du montage de l'équipement hydromécanique et la fin on exécute les travaux de finition telle que le montage des appareils d'auscultation ect.

## **VI.2 Les moyens de chantier :**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

### **a. Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, les besoins en mains-d'œuvre sont déterminés par l'entrepreneur sur la base de volume de travaux à réaliser.

### **b. Moyens de communications :**

Pour faciliter la communication entre les personnels du chantier pendant la période de construction on prévoit un système de communications en utilisant un réseau téléphonique à partir des armoires de câbles jusqu'aux appareils téléphoniques peut être réalisé par câble ou par fil suspendu sur appuis en bois.

### **c. Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.

- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

#### **d. Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise d'eau...).

#### **e. Le matériel spécifique :**

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.

### **VI.3 Programme des travaux :**

Un programme d'exécution des travaux sous la forme d'un diagramme de Gantt. Le programme est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 6 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- Le remblai sera posé à un taux moyen d'à peu près 3 000 m<sup>3</sup>/jour.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s) qui ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne.

### **VI.4 Planification :**

Tout chantier comporte des ressources humaines et matérielles ; il nécessite des capitaux et doit produire dans un délai fixé une construction définie par des plans, des devis et des cahiers de charge car tout est lié à la fois, dans le temps et dans l'espace

#### **IV.4.1 Définition :**

C'est l'organisation, la préparation technique du travail, la prévision et l'établissement du programme d'avancement des travaux par tâches définie en quantités et jalonnées dans le temps : c'est l'emploi du temps prévisionnel du déroulement des activités, la visualisation des décisions prises sous forme de graphiques appelées plannings

L'objectif commun visé par toute espèce de planning est double :

- Prévoir et contrôler l'avancement des activités
- Visualiser de manière simple l'abstrait, en donnant les images les plus parlantes et les plus exactes possibles des tâches à accomplir : durée, effectif, coût, et en explicitant les liaisons entre les tâches.

#### **IV.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.

**IV.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :****i) Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

**A) Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



**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.

**ii) Construction du réseau**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

**VI.5 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

**i) les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

**Avec :**

TR: Temps de réalisation ;

DCP: Date de commencement au plus tôt ;

DCPP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard;

MT: Marge totale.

**Et :**

$$\square \text{DFP} = \text{DCP} +$$

$$\square \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR}$$

**ii) 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 :

$$\square \text{MT} =$$

$$\Leftrightarrow \square \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.Pcc}$$

**iii) Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

**Avec:**

- Q = de travail
- N = Rendement
- n = Nombre d'

## **VI.6 Plannings**

Il existe deux types de plan de travail :

### **VI.6.1 plan de travail au plus tôt**

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

### **VI.6.2 Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

## **VI.7 Délai de construction et programme des travaux**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

## **VI.8 Symboles des différentes opérations**

Ces symboles sont consignés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.1:** Symboles des opérations.

Travaux		Opérations	Durée (mois)
<b>PERIODE D'INSTALLATION DU CHANTIER</b>			
Déplacement des pistes et ouvrage existant et construction des pistes qui donnent accès au site du barrage.		DPOX	2
Installation de chantier		ICH	4
<b>PRISE D'EAU</b>			
Tunnel souterrain		PTS	10
Tour de la prise d'eau		PTP	20
Equipements hydromécaniques		PEQH	4
<b>BARRAGE</b>			
Batardeau provisoire		BBP	3
Batardeau amont et aval		BBAA	11
Corps du barrage	Excavation des sols	CBEX	6
	Remblayage du barrage	CBRB	14
Disposition contre les infiltrations	Galerie de visite	DIGV	6
	Galerie d'injection	DIGI	4
<b>EVACUATEUR DES CRUES</b>			
Excavation des sols		ECEX	9
Travaux du béton		ECTR	17
<b>Période de fin de construction</b>			
Travaux de finition		PFTF	2

Les figures du réseau à nœuds, réseau à flèche de l'organigramme des opérations et le diagramme de Gantt sont représentées ci-après.

Figure VI.1 : Réseau à nœud.

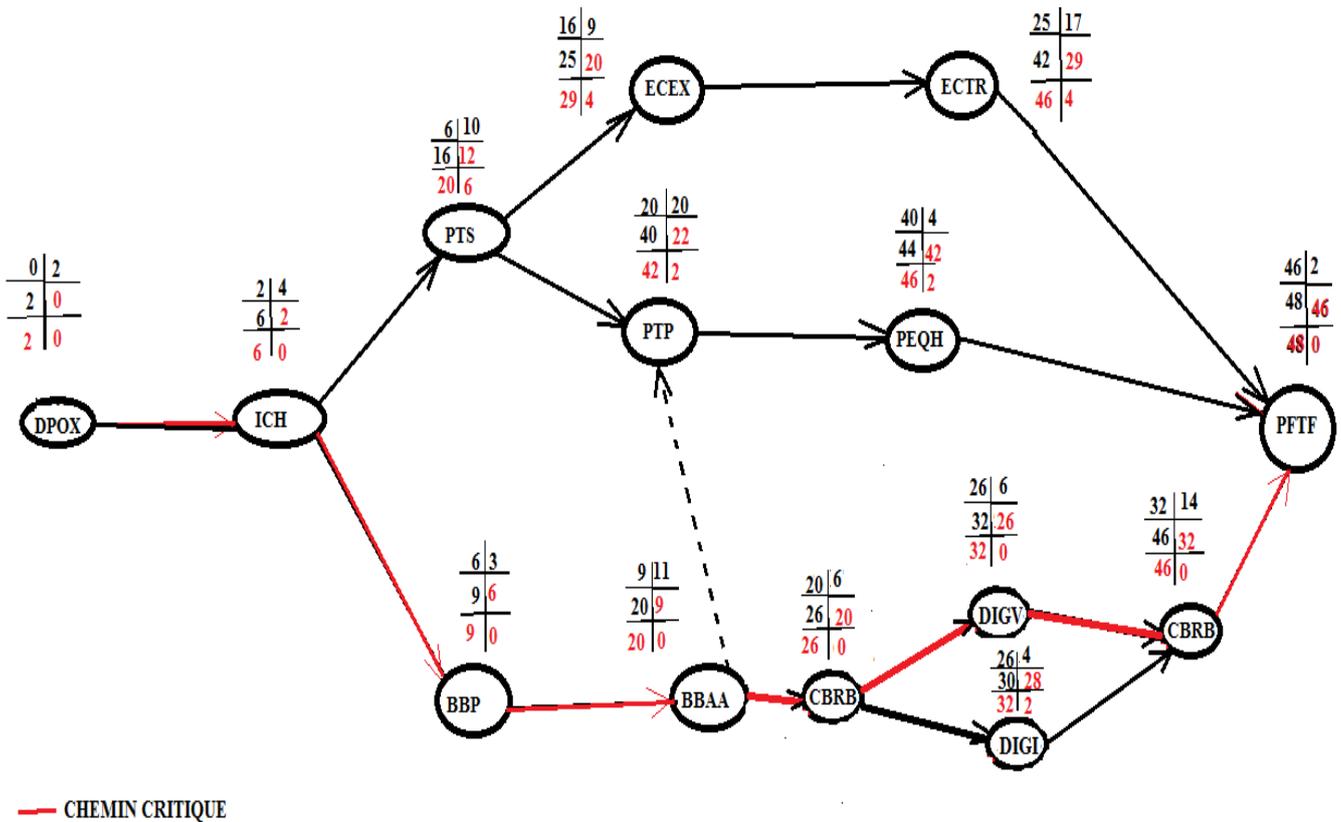
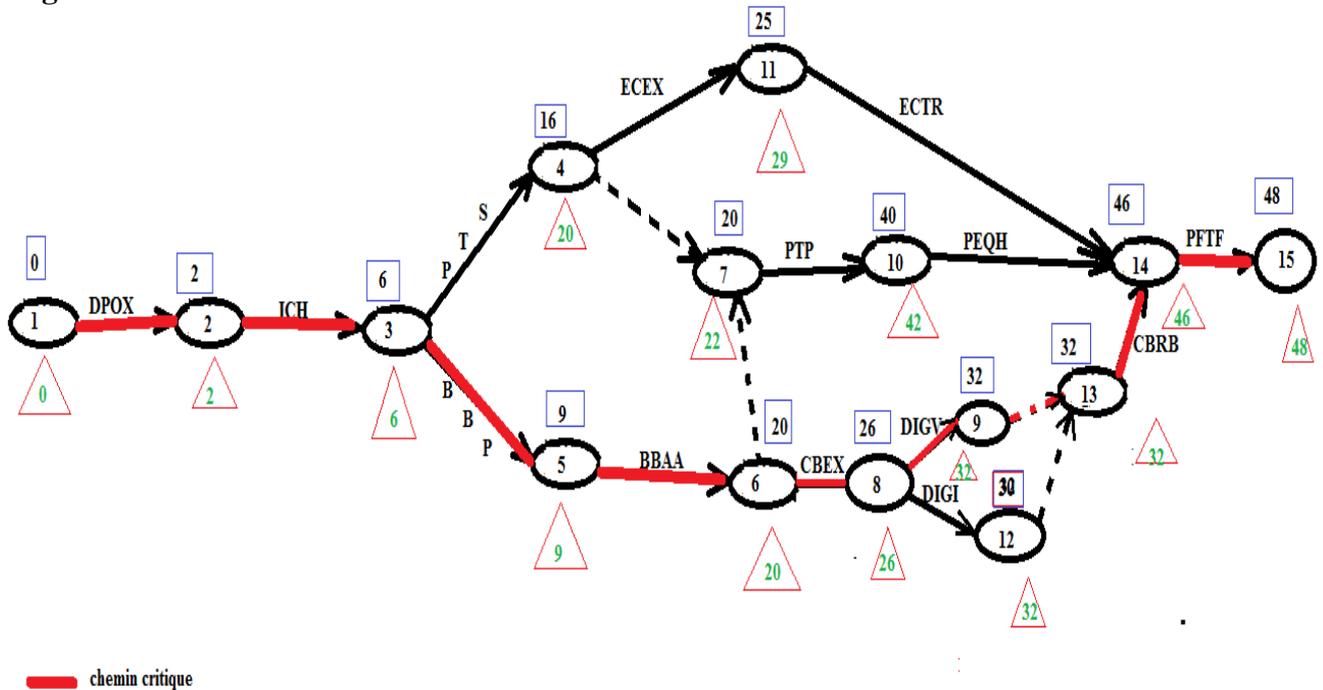


Figure VI.2 : Réseau à flèche.



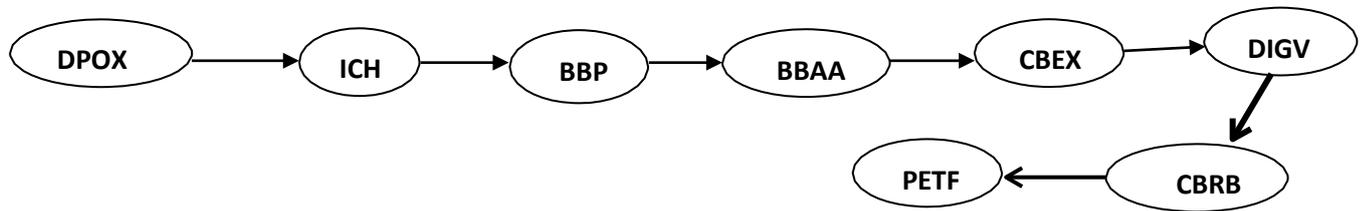
**Tableau. VI.2 :** Programme des travaux pour la réalisation de barrage Renem (Diagramme de GANTT)

Programme des travaux		1 <sup>er</sup> année												2 <sup>ème</sup> année												3 <sup>ème</sup> année												4 <sup>ème</sup> année											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>PERIODE D'INSTALLATION DU CHANTIER</b>																																																	
Déplacement des pistes et ouvrage existant et construction des pistes.																																																	
Installation de chantier																																																	
<b>PRISE D'EAU</b>																																																	
Tunnel souterrain																																																	
Tour de la prise d'eau																																																	
Equipements hydromécaniques																																																	
<b>BARRAGE</b>																																																	
Batardeau provisoire																																																	
Batardeau amont et aval																																																	
Corps du barrage	Excavation des sols																																																
	Remblayage du barrage																																																
Disposition contre les infiltrations	Galerie de visite																																																
	Galerie d'injection																																																
<b>EVACUATEUR DES</b>																																																	
Excavation des sols																																																	
Travaux du béton																																																	
<b>Période de fin de</b>																																																	
Travaux de finition																																																	

ordre de déroulement des travaux

**VI.9 Détermination des chemins critiques**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



$$DTR = \sum TR = 2 + 4 + 3 + 11 + 6 + 6 + 14 + 2 = 48 \text{ mois}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **48** mois.

En conclusion, la construction du barrage Renem devrait durer environ 4 années.

**VI.10 Principe de base de l'avant-métré et devis estimatif**

Avant-métré c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage.

L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes.

**Tableau VI.03 : Avant-mètres et devis estimatif**

<b>AVANT-METRE ET DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE RENEM (10<sup>3</sup> DA)</b>															
N°	TRAVAUX	Unités	prix unitaire	Barrage		Batardeau		Batardeaux provisoires		Evacuateur de crue		Prise d'eau		Total	
			10 <sup>3</sup> DA	Qté	Coût	Qté	Coût	Qté	Coût	Qté	Coût	Qté	Coût	Qté	Coût
1	Excavation en terrain meuble	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	295	131	38645	28,8	8496			73,5	21683	27,5	8107	256,8	76930
2	Excavation en terrain rocheux	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	490	60,4	29596	10,6	5194			104,3	51107	41,3	20237	216,6	106134
3	Remblayage du noyau en limon	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	335	232,7	77955	25,4	8509							258,1	86464
4	filtres et drain	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1180	82,15	95757									82,15	95757
5	Remblayage de pierre	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	400	768,8	307520	131,4	52560	6,3	2520					906,4	362600
6	Revêtement en enrochements	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	2050	34,7	71135	3,6	7380							38,3	78515
7	Revêtement de la crête du barrage	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	1180	5,6	6608									5,6	6608
8	travaux de bétonnage	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	9990	10,246	102357					13,1	131069	8,4	83916	31,746	317342
9	travaux de ferrailage	t	110	451,714	49688					787,2	86592	396,6	43626	1635,51	179,906
10	matériels hydromécaniques												20000		20000
11	Appareillage d'auscultation	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>			6000										6000
Cout total des travaux														1156529,906	
12	travaux préparatoires et installations (5% de cout de construction)													57826,4953	
13	frais administratif (3% du cout de construction)													34695,89718	
14	frais d'ingénierie (4% du cout de construction)													46261,19624	
cout total de la construction														1295313,4947	

---

**Conclusion**

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.

Le planning de construction du barrage et des ouvrages annexes est représenté par un diagramme à barres (diagramme de Gantt). Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doivent être effectués avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt ainsi que le déplacement des ouvrages existants.
- La durée de construction propre au barrage de Renem totalisera au moins 48 mois.  
Cette durée est à considérer comme minimum absolue

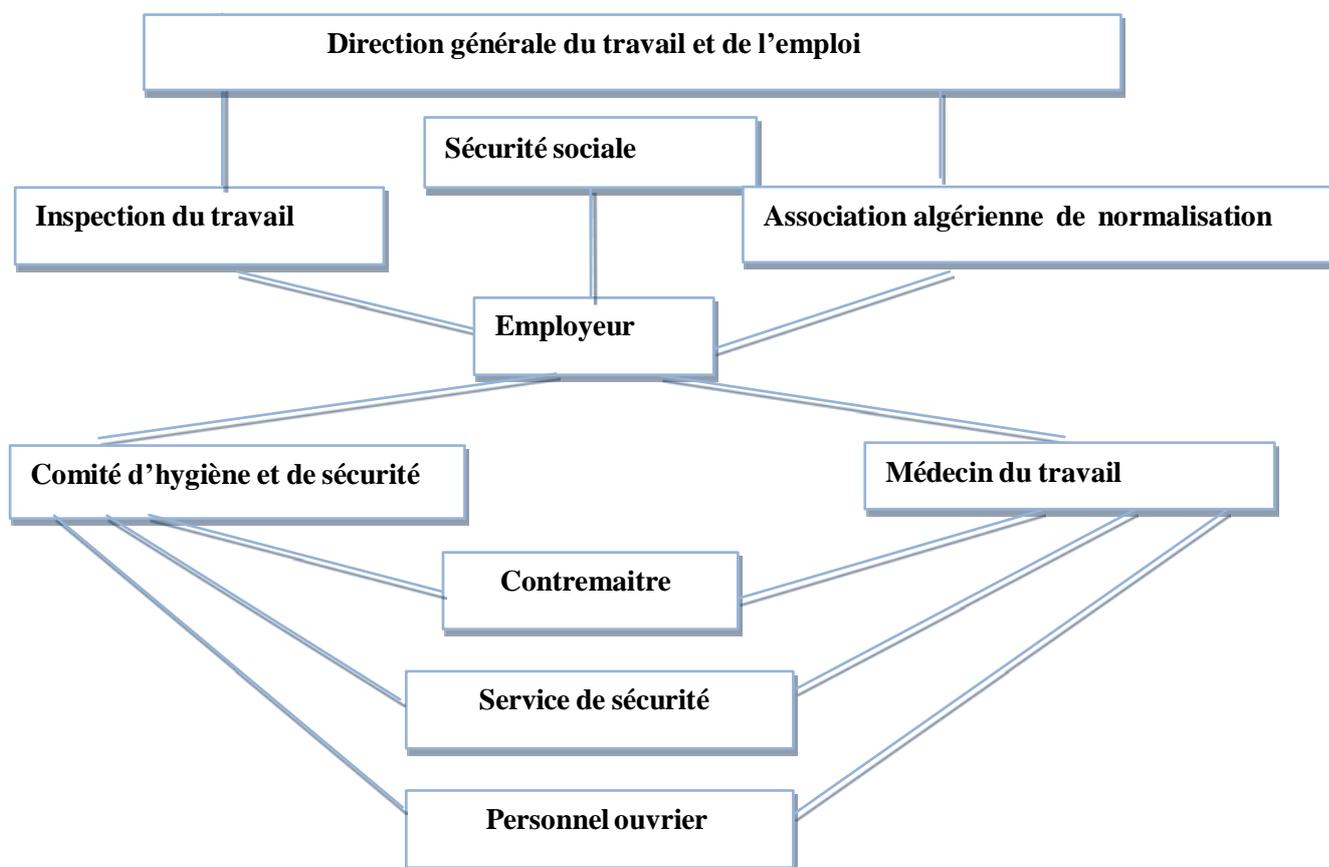
**Chapitre VII**  
**PROTECTION ET**  
**SECURITE DU RAVAIL**

**VII.1. Définition :**

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est incontestable.

**VII.2. Organisation de la prévention des accidents du travail :**

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme représenté sur la figure VII.01.



**Figure VII.01 :** Organigramme de la prévention.

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

**VII.2.1. Causes des accidents de travail :**

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

**VII.2.1.1. Causes humaines :**

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.
- Manque de concentration.

L'agitation.

La nervosité.

**VII.2.1.2. Causes techniques :**

Les causes d'accédant d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des mauvaises conditions de travail.
- De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

**VII.2.2. Moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail :**

On peut classer de la façon suivante les différents moyens généralement employés pour promouvoir la sécurité du travail:

 **L'action législative et réglementaire :**

C'est-à-dire l'adoption de dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail, la construction, l'entretien, l'inspection, les essais et l'utilisation du matériel et de l'outillage industriels, les devoirs des employeurs et des travailleurs, la formation professionnelle, la surveillance médicale, les premiers soins, ... etc.

 **la normalisation :**

C'est-à-dire l'établissement de normes, officielles ou non, relatives à la construction du matériel et de l'outillage industriels, aux règles de sécurité et d'hygiène, aux moyens de protection individuelle, ... etc.

 **L'inspection :**

C'est-à-dire le contrôle de l'application des dispositions obligatoires.

□ **La recherche technique :**

c'est-à-dire l'étude des dispositifs de protection des machines, des méthodes de prévention des explosions, des matériaux et des modèles les meilleurs pour l'équipement et l'outillage industriels, la recherche de substances de remplacement des substances nocives, ... etc.

□ **La recherche médicale :**

C'est-à-dire l'étude des effets physiologiques et pathologiques du milieu et des techniques utilisées, des particularités constitutionnelles qui prédisposent l'individu aux accidents, ... etc.

□ **La recherche psychologique :**

C'est-à-dire l'étude des particularités psychologiques qui prédisposent l'individu aux accidents.

□ **La recherche statistique :**

Elle permet d'établir le nombre, la nature et les causes des accidents, les catégories de personnes qu'ils touchent, les opérations au cours desquelles ils surviennent, ... etc.

□ **L'éducation :**

C'est-à-dire l'enseignement de la sécurité dans les écoles techniques et professionnelles, les cours pour apprentis, ... etc.

□ **La formation :**

C'est-à-dire l'enseignement pratique de la sécurité aux travailleurs, et surtout aux travailleurs débutants.

□ **La persuasion :**

C'est-à-dire l'emploi de diverses méthodes de propagande et d'appel aux intéressés, pour faire naître «l'esprit de sécurité».

□ **Les avantages financiers accordés par les assurances pour promouvoir la prévention :**

Par exemple la réduction des primes pour les entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité.

□ **L'action de prévention dans l'entreprise :**

En dernière analyse, la valeur de ces divers moyens dépend dans une large mesure de l'efficacité des dispositions adoptées par l'entreprise. C'est dans l'entreprise, en effet, que se produisent les accidents: leur nombre et leur nature seront souvent en étroit rapport avec la conscience plus ou moins poussée qu'auront, de l'importance de la sécurité du travail, toutes les personnes qui y sont occupées.

Comme l'indique cette liste, la prévention des accidents exige la collaboration de toutes sortes de gens ; détenteurs du pouvoir législatif et réglementaire, fonctionnaires, ingénieurs et techniciens, médecins, psychologues, statisticiens, enseignants, et celle, bien entendu, des employeurs et des travailleurs eux-mêmes.

**VII.3. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation on peut citer les suivantes :

**VII.3.1. Calcul de débit d'air « Q » par le taux de ventilation « K » :**

Le procédé consiste à calculer le volume intérieur total en m<sup>3</sup> et à multiplier ce volume par le nombre de renouvellements d'air voulu par heure. On calculera donc la ventilation sur la base du renouvellement d'air par heure:

$$Q = V .K \text{ (m}^3\text{/h) ..... (VII.1)}$$

Avec : Q = Débit d'air nécessaire, m<sup>3</sup>/h;

V = le volume intérieur de la galerie (m<sup>3</sup>).

$$V = S .L = \text{Surface} \cdot \text{longueur (m}^3\text{)}.$$

K = taux de ventilation recommandé, h<sup>-1</sup>

La base d'évaluation du taux de renouvellement d'air est le nombre de fois par l'heure où l'air contenu dans la galerie doit être remplacé par l'air frais.

**VII.3.2. Détermination de Q par l'alimentation minimum Am:**

Cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m<sup>3</sup> par personne et par heure. Ceci permet le renouvellement de l'air vicié par les occupants s'il n'y a pas d'autres pollutions. Mais cela est insuffisant en cas d'impuretés provenant des fumées ou de contaminants industriels et également insuffisant pour évacuer la chaleur.

Le débit d'air nécessaire pour une galerie occupée par « n » travailleurs et sur la base de 30 m<sup>3</sup> par personne et par heure sera déterminé par la formule:

$$Q = n .30 \text{ ..... (VII.2)}$$

Avec : « n » = nombre de travailleurs.

**VII.3.3. Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur :**

Il est recommandé de baser les calculs par rapport au mur qui reçoit le maximum de chaleur solaire au moment le plus chaud de la journée c'est à dire lorsque la différence entre températures extérieure et intérieure est minimale.

La ventilation nécessaire pour évacuer la chaleur pourra être calculée à partir de l'accroissement total de chaleur en Kcal/h par la formule suivante.

$$Q = \frac{L}{0.288(t_e - t_i)} \text{ ..... (VII.3)}$$

Avec : Q : débit de ventilation.

t<sub>e</sub> : température extérieure.

$t_i$  : température intérieure.

L : Accroissement de chaleur dû aux radiations solaires. Peut être déterminé par:

$$L = S \cdot \beta \text{ (Kcal)} \dots\dots\dots \text{(VII.4).}$$

Avec : S = Surface du mur, toit, ... etc.  $m^2$

$\beta$  = Coefficient de chaleur du au soleil, à travers les murs,  $Kcal/m^2$

□ Calcul de chaleur émanant des travailleurs :

$$L = \sum \eta_i \dots\dots\dots \text{(VII.5).}$$

Avec :  $\eta_i$  = nombres des personnes

i = Coefficient de chaleur émanant des occupants

□ Émissions approximatives de chaleur provenant de moteurs électriques :

$$L = \sum m_i N_i \dots\dots\dots \text{(VII.6).}$$

Avec :  $M_i$  = normes des moteurs électriques

$N_i$  = Puissance du moteur.

**VII.3.4. Calcul du diamètre de la canalisation d’air nécessaire à la ventilation :**

**VII.3.4.1. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d’aération s’impose pour l’étude des systèmes de ventilations.

Calcul des dimensions des canalisations par l’une des méthodes suivantes :

□ **La méthode dynamique :**

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l’air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VII.1 :** vitesse de l’air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l’entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

□ **Méthode d'équifraction :**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

**VII.3.4.2. Calcul du diamètre des canalisations :**

Le diamètre de la canalisation est déterminé d'après la formule suivante :

$$Q = V \cdot S \text{ (m}^3/\text{s)} \dots\dots\dots \text{(VII.7).}$$

Avec : V : vitesse de circulation d'air dans les différentes canalisations.

S : section de la conduite qui est déterminée comme suit :

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots \text{(VII.8).}$$

Avec : D : diamètre de la conduite.

$$Q = V \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

**Conclusion :**

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie attendue d'une construction pareille.

Il est à noter que la protection et la sécurité de travail est la responsabilité de toute personne ayant un lien avec le chantier et le projet, du cadre jusqu'à l'ouvrier.

# CONCLUSION GENERALE

On peut confirmer que la construction du barrage de Renem exercera de multiples effets favorables sur l'environnement et sur les paramètres sociaux et économiques de l'ensemble de la région. et qui n'existe aucun impact négatif qui ne serait à caractère temporaires ou qui ne pourrait être supprimés par la mise en œuvre des mesures de protection ,de compensation ou d'atténuation appropriées.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant-projet détaillé de la digue du barrage de Renem, nous avons fait : un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité, une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix de la variante de la digue tout en vérifiant sa stabilité et nous avons terminé par l'organisation de chantier et sécurité de travail.

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de notre étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les pertes relatives aux superficies réduites de sols cultivables situés dans l'emprise du réservoir seront compensées, de façon adéquate suivant la législation algérienne.
- Le choix d'un barrage du type "barrage en enrochement avec un noyau central limoneux" permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'œuvre locale.
  
- Le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, 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.
- La réalisation du barrage de Renem offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

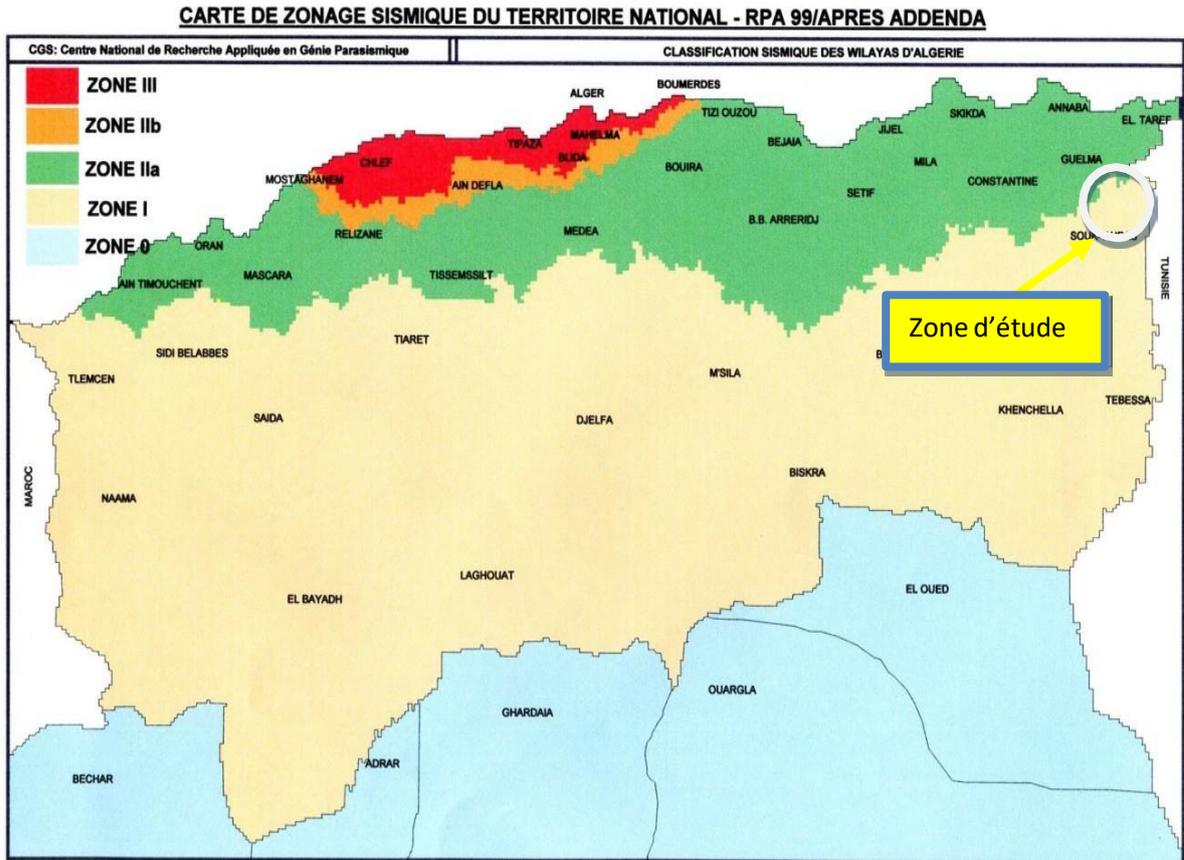
Le projet du barrage de Renem est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des terres agricoles de la région de Souk-Ahras.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les théories acquises tout au long de notre cursus universitaire. Et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

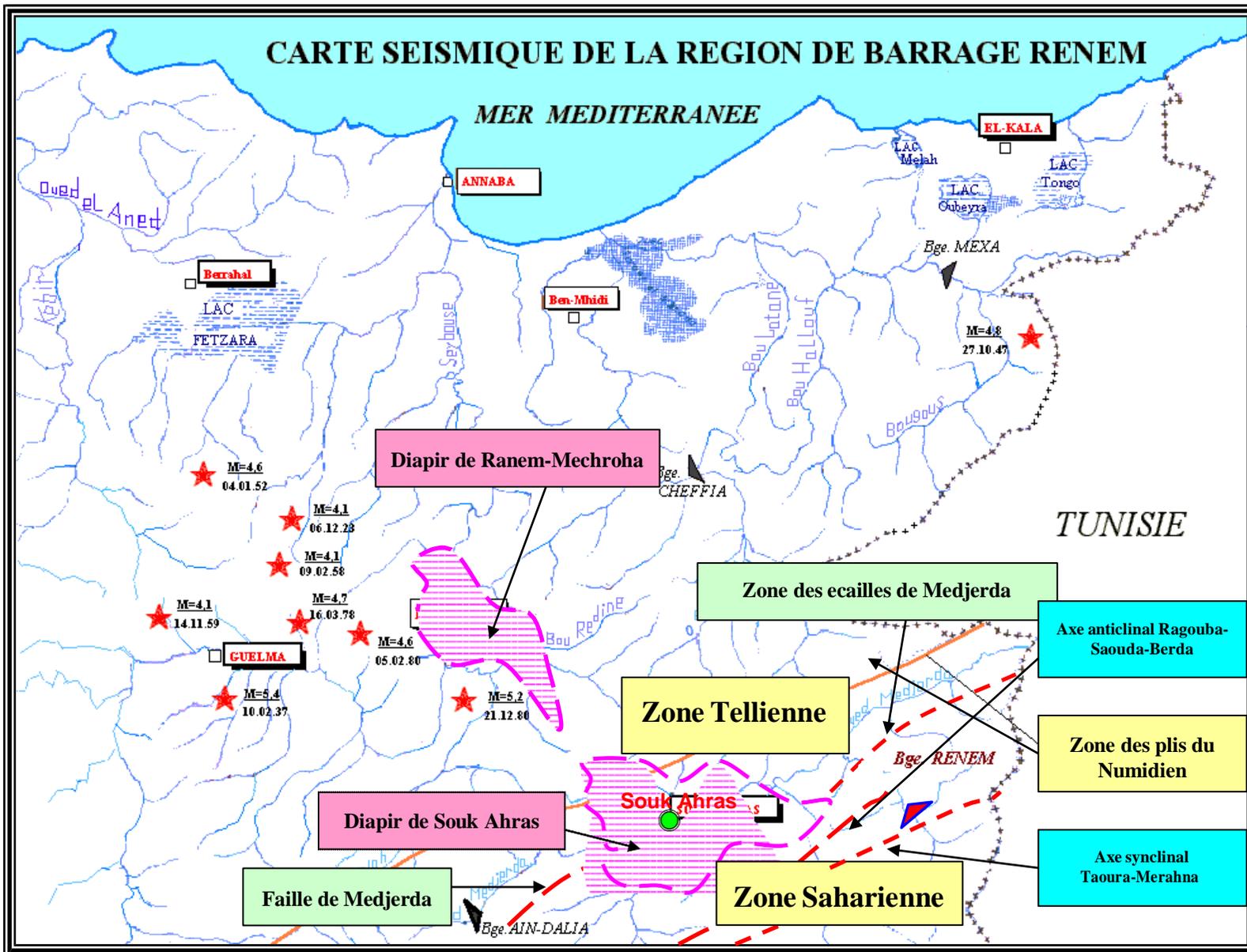
- [01]. **A.N.B.T** : Rapports de l'étude de faisabilité du Barrage Renem W.Souk-Ahras
- [02]. **TOUAIBIA. B** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.p166.
- [03]. **REMENIERAS. G** : Hydrologie de l'ingénieur. Édition Eyrolles 1986.p156.
- [04]. **BERNARDO A.R** et **SANTOS. L** : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. Avril 2004
- [05]. **ROCHE. M** : hydrologie de surface ; GAUTHIER - VILLARS ÉDITEUR – PARIS  
Edition 1963
- [06]. **OURAHOU. M** : HYDROLOGIE DES VERSANT ; bureau des études service équipement rural ROYAUME DU MAROC. Décembre 2009
- [07]. **BULLETIN FAO D'IRRIGATION ET DE DRAINAGE** : crues et apport, manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels ; bulletin 54 ;  
Edition 1998.
- [08]. **J. Schleiss ANTON**: LES BARRAGES ; volume 17
- [09]. **Jean-Maurice DURAND** : TECHNIQUE DES PETITS BARRAGES EN AFRIQUE SAHELIENNE ET EQUATORIALE
- [10]. **CIGB**: ENROCHEMENT ARME ET REMBLAI ARME POUR BARRAGES,  
Bulletin 89
- [11]. **US Army Corps of Engineers** : General design and Construction considerations for Earth and Rock-Fill Dams, July2004

# ANNEXES



(Source ANB Echelle : 1/1000000)

**Figure I.6:** Carte de zonage sismique du territoire algérien.



### LEGENDE

- Epicentre du séisme
- M=4.1** Magnitude du séisme
- 27.10.47** Date;

Figure I-6

**Tableau I.12 : Volumes des travaux de forage réalisés**

NºNº	Numéro du sondage	Profondeur, m	Quantité de monolithes prélevés	Nombre d'essais d'eau
<b>SITE DU BARRAGE</b>				
1	SR-1	80	7	14
2	SR-2	55	6	8
3	SR-3	56	5	8
4	SR-4	80	16	16
5	SR-5	40	4	6
6	SR-6	40	2	6
7	SR-7	30	2	-
8	SR-8	30	1	6
9	SR-9	25	-	-
10	SR-10	65	1	9
11	SR-11	80	10	12
12	SR-101	100	11	18
13	SR-102	100	10	19
14	SR-103	50	5	8
15	SR-104	40	6	7
16	SR-105	50	8	9
17	SR-106	50	12	8
18	SR-107	50	8	7
19	SR-108	30	4	4
<b>Somme :</b>		<b>1051</b>	<b>118</b>	<b>165</b>
<b>CARRIERE DE PIERRE</b>				
20	SR-1C	20	6	
21	SR-2C	20	6	
22	SR-3C	20	6	
23	SR-4C	20	5	
24	SR-5C	20	3	
25	SR-6C	40	6	
<b>Somme :</b>		<b>140</b>	<b>32</b>	
<b>Total :</b>		<b>1191</b>	<b>150</b>	<b>165</b>

**Figure I.5: La courbe granulométrique de grès.**

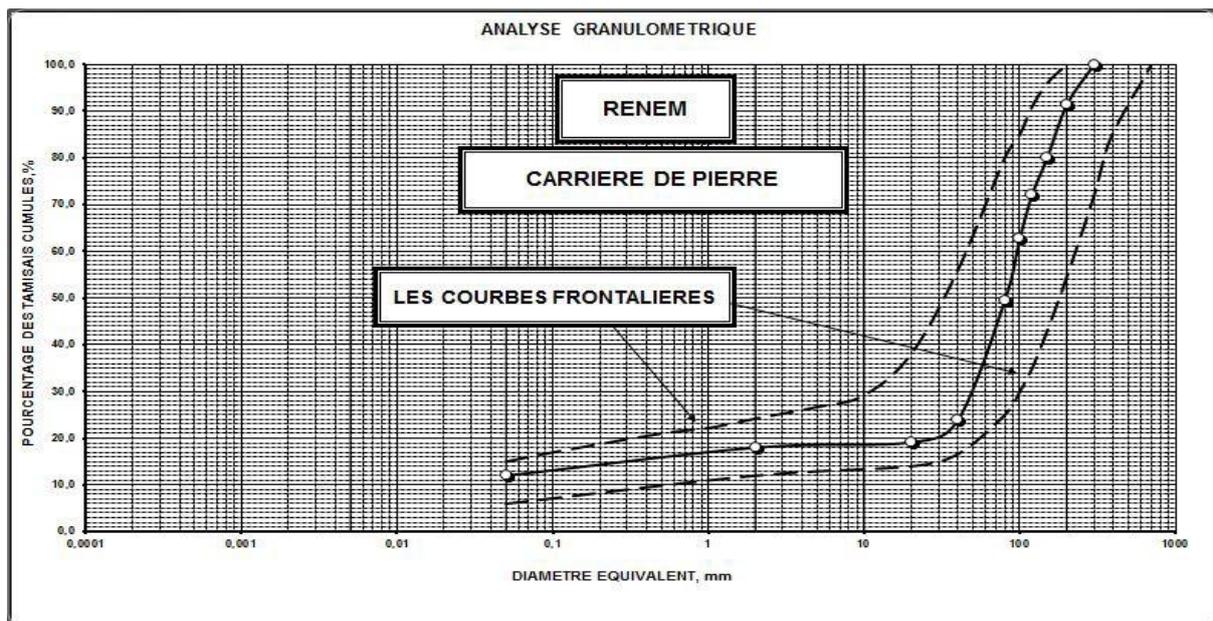
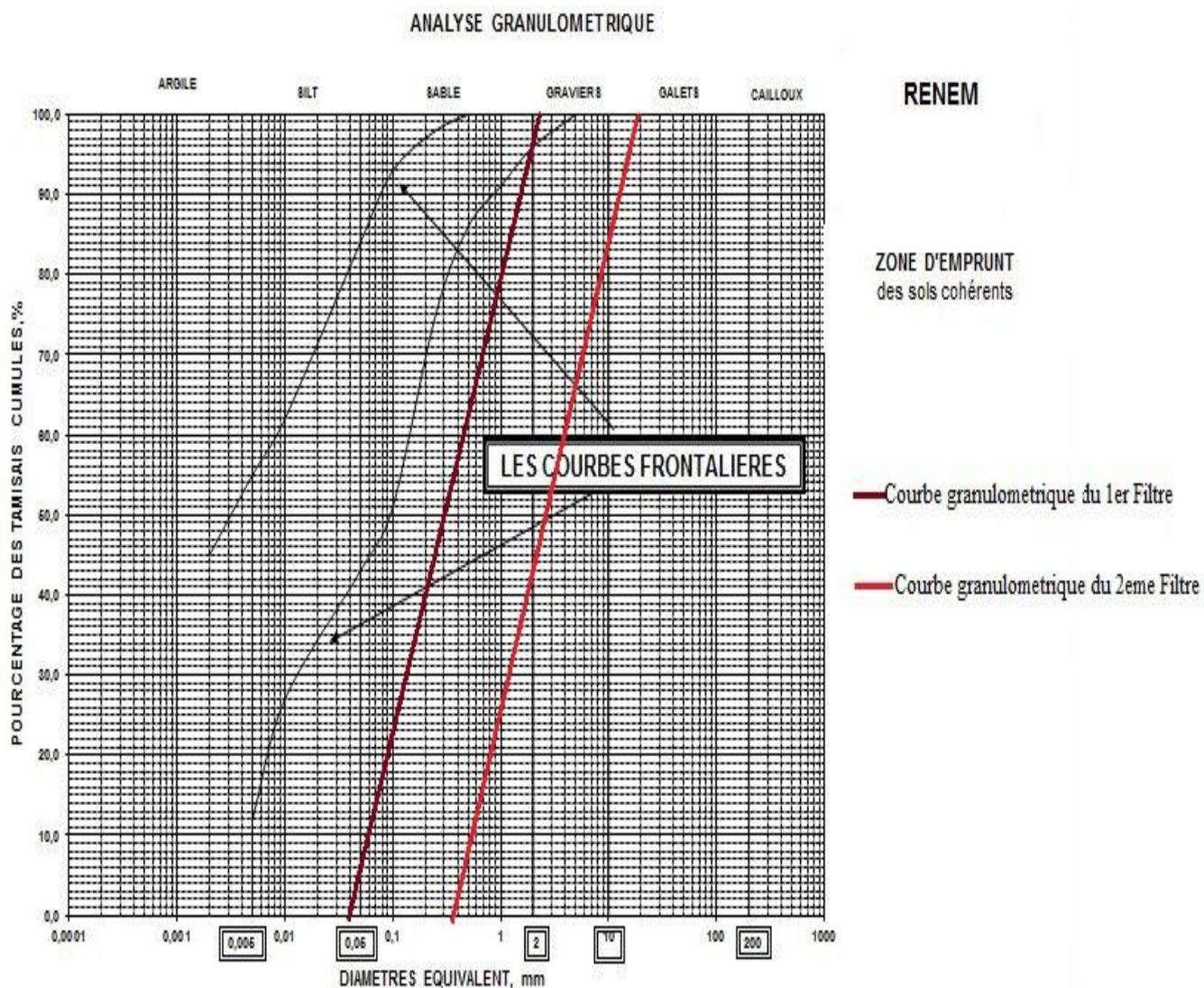


Tableau I.15: composition granulaire des pierres cassées non-triées

Dimension des mailles des tamis, mm	Tamis, g	Tamis partiels, %
20,0	2660	17,7
15,0	4740	31,6
12,5	1980	13,2
10,0	2250	15,0
7,5	2060	13,7
5,0	920	6,1
3,0	180	1,2
0,5	38	0,3
1,25	31	0,2
<1,25	141	1,0

Figure I.6: La courbe granulométriques des sols cohérents :



**Tableau I.16.** Caractéristiques mécaniques du sol compacté avec la méthode PROCTOR normal.

BARRAGE sur l'oued RENEM																										
ZONE D'EMPRUNT DES SOLS COHERENTS																										
Caractéristiques mécaniques du sol compacté en conformité avec la méthode PROCTOR NORMAL (NF P 94-093)																										
Laboratoire où les essais géotechniques ont été faits																										
No	No du puits de reconnaissance		Profondeur du prélèvement, m	Méthodes de cisaillement plan						Paramètres de compactage										Caractéristiques du gonflement						
	de	à		Valeurs des contraintes de cisaillement $\tau$ , kg/cm <sup>2</sup> pour les charges normales Skg/cm <sup>2</sup>			Angle de frottement interne $\tau_g$	Angle de frottement interne $E_1$ , degré	Cohésion C, kg/cm <sup>2</sup>	Indices de vides pour les pressions $s$ , kg/cm <sup>2</sup>					Coefficient de compressibilité $a_v$ , cm <sup>3</sup> /kg pour l'intervalle de charges $S=3,0-8,0$ kg/cm <sup>2</sup>	Module de déformation générale en état saturé d'eau $E$ , kg/cm <sup>2</sup> pour l'intervalle de charges 3,0-8,0kg/cm <sup>2</sup>					Coefficient de consolidation due à la filtration $C_v$ , cm <sup>2</sup> /s, pour la charge normale $P=10$ kg/cm <sup>2</sup>	Déformation relative du gonflement sans charge $e_{sw}$	Teneur en eau du gonflement $W_{sw}$ , %	Pression du gonflement $s_{sw}$ , kr/cm <sup>2</sup>	Compression simple $R_{cs}$ , kg/cm <sup>2</sup>	
1,0	2,0	3,0	$e_0$	1,0	3,0	5,0				8,0	3,0-8,0	1,0-3,0	3,0-5,0	5,0-8,0		21	22	23	24	25						
ARGILES																										
Laboratoire National de l'Habitat et de l'Air	1	PR-1	0,4	1,9	1,50	2,15	2,85	0,675	34°00'	0,82	0,714	0,690	0,630	0,590	0,530	0,020	45	30	45	45	1,28E-04	0,045		1,6	0,29	
	2	PR-2	0,3	1,6	3,15	3,90	4,65	0,750	36°55'	2,40	0,710	0,685	0,634	0,590	0,540	0,019	48	36	41	54	1,12E-04	0,099		2,7	0,56	
	3	PR-1+2	0,3	1,9	2,46	3,15	4,30	0,920	42°35'	1,46	0,660	0,650	0,616	0,570	0,520	0,019	46	52	38	53	2,21E-04	0,085		1,8	0,36	
LABORATOIRE DE CHANTIER CMO-3 "VODSTROY"	4	PR-1B	0,4	2,9	0,75	1,12	1,57	0,410	22°25'	0,33	0,579	0,575	0,511	0,484	0,475	0,007	116	26	62	279		0,080	26,6			
	5	PR-2B	0,5	3,0	0,75	1,00	1,40	0,325	18°00'	0,40	0,656	0,647	0,618	0,572	0,534	0,017	52	61	38	69		0,070	33,1	2,2		
	6	PR-8B	0,5	3,0	0,85	1,10	1,58	0,365	20°00'	0,45	0,667	0,667	0,630	0,584	0,547	0,017	53	48	38	72		0,045	34,1	2,2		
	Normatives											0,664	0,652	0,607	0,565	0,524	0,016	54	38	43	65	1,54E-04	0,071	31,3	2,1	0,40
	LIMONS																									
1	PR-3B	0,5	3,0								0,484	0,484	0,460	0,444	0,434	0,005	177	77	115	276		0,045	19,0			
2	PR-4B	0,5	3,0	0,95	1,50	1,75	0,400	22°50'	0,60	0,534	0,523	0,505	0,490	0,482	0,005	207	106	127	357		0,043	22,4				
3	PR-5B	0,5	3,0	0,90	1,37	1,92	0,510	27°00'	0,38	0,414	0,411	0,395	0,380	0,370	0,005	175	110	117	263		0,019	17,7				
4	PR-6B	0,5	2,4	0,85	1,38	1,85	0,500	26°30'	0,36	0,452	0,452	0,423	0,407	0,395	0,006	161	62	113	225		0,028	18,2				
5	PR-7B	0,5	2,3	1,05	1,55	1,97	0,460	27°45'	0,60	0,364	0,360	0,343	0,335	0,324	0,004	223	99	211	231		0,016	16,4				
6	PR-9B	0,5	3,0	0,85	1,25	1,57	0,360	19°50'	0,50	0,452	0,447	0,432	0,419	0,408	0,005	188	120	138	246		0,004	16,4				
7	PR-10B	0,5	3,0	0,70	1,12	1,40	0,360	19°20'	0,37	0,561	0,561	0,529	0,508	0,475	0,011	90	60	92	88		0,130	28,5				
Normatives											0,450	0,446	0,426	0,413	0,402	0,005	186	91	130	261		0,026	18,4			
ARGILES + LIMONS																										
Normatives																0,011	122	68	91	174		0,055		2,10		
Calcul																0,011	122	68	91	174		0,055		2,10		

**Tableau I.17** : classification de la perméabilité en fonction d'absorption d'eau unitaire q

<b>PERMEABILITE</b>	
<b>DENOMINATION</b>	<b>ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q (l/min)</b>
<b>PRATIQUEMENT IMPERMEABLE</b>	<b>inférieure à 0.01</b>
<b>PEU PERMEABLE</b>	<b>de 0.01 à 0.10</b>
<b>PERMEABLE</b>	<b>de 0.10 à 1,0</b>
<b>FORT PERMEABLE</b>	<b>de 1,0 à 10,0</b>
<b>TRES FORT PERMEABLE</b>	<b>supérieure à 10,0</b>

**Tableau.II.41.**Précipitations max journalière selon la poste météorologique à Souk Ahras  
Code 121010.

année	P <sub>J max</sub> (mm)	année	P <sub>J max</sub> (mm)
1969	49,9	1990	51,5
1970	55,9	1991	72
1971	41,4	1992	39,9
1972	35,4	1993	20,5
1973	25,7	1994	16,2
1974	32,7	1995	44
1975	66,5	1996	38,1
1976	64,5	1997	42,5
1977	32,4	1998	45,5
1978	45,1	1999	65,3
1979	52,4	2000	57,2
1980	52,4	2001	48,7
1981	37,7	2002	53,6
1982	32,4	2003	90,5
1983	48,2	2004	56
1984	74,4	2005	60,8
1985	18,6	2006	42
1986	43	2007	29,4
1987	17,9	2008	55,9
1988	39,6	2009	34,2
1989	29,4		

**Tableau II.42.** Valeurs mensuelles et annuelles des précipitations de l'oued Medjerda à Souk-Ahras

<b>Années</b>	<b>SEP</b>	<b>OCT</b>	<b>NOV</b>	<b>DEC</b>	<b>JAN</b>	<b>FEV</b>	<b>MARS</b>	<b>AVR</b>	<b>MAI</b>	<b>JUI</b>	<b>JUIL</b>	<b>AOUT</b>	<b>Année</b>
1911-12	33,5	71,9	125,5	99	38,2	42,1	47	65,4	16,2	50,2	1,2	22	612
1912-13	79,6	26	136	86,7	58,8	144,7	16	47,5	16,5	0	0	8	619,8
1913-14	0	126	22	70,5	110	219	84	22	48	0	12	11	724,5
1914-15	39	19,5	83,5	67	176,1	125	102	155	42	34	0	22,7	865,8
1915-16	82	49,5	78	189	72	118	36,5	135,5	64,5	4,5	0	0	829,5
1916-17	32	46	139,5	9,5	93,5	99	67,5	34	116,3	52,7	0	0	690
1917-18	0	35,1	199	33	25	41	89,7	71	95,6	8,4	0	0	597,8
1918-19	2,4	0	87,5	97,5	129	34	60	79	133	15	0	7	644,4
1919-20	23	2,7	80	172	71	110	102	77	13	11,5	0	10,5	672,7
1920-21	53,7	40,8	61,5	87,9	97,7	39	79,1	207,7	167,1	21,4	6,7	50	912,6
1921-22	46	45,7	46,2	150,8	174,4	101	3,1	4,2	6	12	0	1	590,5
1922-23	39,6	25,2	84,5	96,7	191,9	170,9	209	56,9	14	19,9	12	0,3	920,9
1923-24	10,6	12	19,3	144,7	149,4	85,6	71,1	15,4	31,6	8,3	2	10	560
1924-25	9,8	25	59,2	132,7	22,6	75,4	28,5	109	89,3	7,8	0,6	3,5	563,4
1925-26	70,3	102,5	85,7	43	156,5	160,1	59,5	65,8	57,3	3,9	45,8	5,3	855,7
1926-27	86,7	7,3	58,8	175,6	186,9	70,6	89,8	51,6	74,6	15,5	0,5	14,4	832,3
1927-28	53,8	19,4	9,6	142,4	201,2	97,6	160	92,7	80,2	0	46,2	0	903,1
1928-29	40,5	67,7	173,3	172,3	30,7	186,6	140,7	23,9	104,2	46,8	1,2	19,2	1007,1
1929-30	53,5	55	45,4	64,3	61	79,3	84,6	58,1	26,8	47	1,3	0	576,3
1930-31	66,7	128,6	5	136,3	131,7	264,1	38,6	87,5	55,9	13,8	0	0	928,2
1931-32	7,4	25,4	81,2	171,7	52,4	64,6	105,3	33	33,8	26	0	5	605,8
1932-33	86,3	54,6	102	17,9	157,6	80,2	71,3	16,7	23,6	69,7	0	1,7	681,6
1933-34	1,5	1,3	35,7	58,4	80,2	88	134,6	77,4	33,6	32,1	10,2	6	559,2
1934-35	28,4	130,1	28,9	170,9	258,9	54,9	54,2	40,2	19,7	4,7	0,6	29,9	821,4
1935-36	82,5	265,7	39	82,9	193,2	95,8	39,3	94	94,2	8,4	0	162,3	1157,3
1936-37	19	84,3	145,8	52,7	17	112,9	34,9	88,1	21,6	1,1	0	1,5	578,9
1937-38	24,9	5,8	42,8	134,3	97,4	159,4	3	78,8	77,4	0	0,3	0,7	624,8
1938-39	17,6	49,2	35,2	99,1	95,2	133,9	183	109	158,8	7,8	0	12,8	894,6
1939-40	184,2	7,1	68	39,6	231,6	34,5	45,6	40,7	35,3	48,6	0	11,1	746,3
1940-41	27,9	45,3	119,1	179,9	37,5	70,4	29,3	71,6	90,2	20,5	0,6	3,1	695,4
1941-42	62,1	86,3	124,9	79,3	214,9	199,5	73,3	13,6	16,3	18,4	0	4,9	893,5
1942-43	18,5	3,9	39,6	56,1	43,1	82,8	74	24,8	8,1	17,3	0,6	1	369,8
1943-44	9,8	64,4	53,8	36,4	74,9	103,4	73,4	38,6	1,1	17,1	3,2	15,4	491,5
1944-45	112,1	31,8	77,8	89,8	148,9	42,3	62,5	5,5	8,5	3	12,4	0,4	595
1945-46	7,9	1,7	17,8	250,2	96,8	37,9	154,7	71,6	56,9	24	0	7	726,5
1946-47	3	4,2	35,2	295	32,9	51,3	12,6	50,1	16	11	3,5	3,7	518,5
1947-48	9,3	109,8	19,1	128,5	63,5	20,6	69,2	47,2	50,9	69,5	0,5	0,5	588,6

1948-49	11,2	116,2	152,2	115,3	166,3	92,5	146,2	43,1	45,1	4,5	6,6	0	899,2
1949-50	4	46,9	71,3	31,6	102,3	72,8	156,9	89,3	61,8	0,8	0,5	44,2	682,4
1950-51	54,7	49,3	65,2	46,3	154,4	81,6	44,7	10	28,4	20,9	3,9	4,3	563,7
1951-52	68,2	156,7	86,9	138,4	74,7	149,5	78	83,8	55,9	13,7	38,4	18	962,2
1952-53	43,9	21,7	83,4	253,5	159,2	40,9	110,6	26,9	74,1	43,8	7	60,5	925,5
1953-54	17,2	148,4	119,4	141,5	117,1	136,8	77,9	111,2	27,6	31,9	0	0	929
1954-55	28,5	45,2	93,8	128	89,1	80,6	84,5	80	26,5	10,6	2,4	37,3	706,5
1955-56	109,3	111,7	28,3	127,7	28,9	167,5	33,4	16,5	40,3	0	0	10,8	674,4
1956-57	21,1	39,2	58,9	116,9	103,2	2,5	31,3	86,4	84,8	49,3	0	3,8	599,4
1957-58	8,6	126,7	63,1	138,6	131,4	48,4	80,5	28	6,1	13,8	2,5	0,5	648,2
1958-59	42,7	96	142,2	58,4	71,6	37,3	213,9	184,5	89,6	106,9	0	16,5	1059,6
1959-60	74,4	87,9	169,4	128,8	110,9	13,8	65,8	122,5	37,5	26,5	5,6	21,5	864,6
1960-61	5,3	2,9	24	133,4	144,4	22	36,4	24,9	6,4	32,3	0	11,5	443,5
1961-62	0,2	16,5	36,2	29,3	98,2	182,1	56,8	44,5	15,8	19,8	1,7	8,3	509,4
1962-63	8,2	136,3	21,9	81,7	35,3	150,9	36,2	158,9	70,1	84,7	17,6	17,6	819,4
1963-64	66,8	23,3	14,6	132,8	146,9	34,9	38,3	45,1	57,2	18,6	0,5	47,1	626,1
1964-65	3	91,1	55,4	31,9	241,2	152,9	78,5	61,7	21,8	7,8	9,7	11,1	766,1
1965-66	23,2	13,3	43,3	187	31,2	47,2	116,4	117,1	81,2	3,4	8	2,7	674
1966-67	90,9	29,2	60,2	108,7	34,1	59,9	73,8	39,8	58,3	5,8	0,7	12,9	574,3
1967-68	59,5	22,7	78,6	168,9	156,5	80,9	39,6	21	27,7	85,6	0	0	741
1968-69	12,9	2,4	20,6	114,2	□	□	□	□	□	□	□	6,7	□
1969-70	68,7	132,2	12,2	352,4	69,8	50,7	112,9	87,4	48	0	0	4,3	938,6
1970-71	6,2	65,6	0	55,3	138,6	247,5	84,8	112	33,2	14,1	13,4	6,3	783
1971-72	37,8	67,5	16,8	19,4	186,8	74,1	79,5	154,5	64	24,6	0	32,5	757,5
1972-73	105,2	78,5	3,8	72,6	127,2	116,3	250,6	59,1	0,2	52,2	6,6	10,4	882,7
1973-74	28,3	51,6	12,7	61,4	21,3	86,7	65,5	72,8	5,7	1,1	5,8	1	413,9
1974-75	22,2	58,1	64,7	49,1	15,8	138	74,6	15,1	54	9,7	0	14,6	515,9
1975-76	54,7	0	84	77,2	50,9	52,3	116,2	44,7	87	32,9	53,8	14,3	668
1976-77	38,6	186,8	166,2	65	39,9	24,4	20,3	101,3	77,2	8,6	0	32,3	760,6
1977-78	9,5	10,1	77	4,2	105,5	87,9	56,4	112,2	14,7	9,9	0	6,7	494,1
1978-79	3,9	6,6	38,4	23,5	52,2	80,9	44,9	191,3	41,4	23	0	7	513,1
1979-80	74	28,2	133,2	11,3	44,1	39,5	115,1	89,1	66	4	0	1	605,5
1980-81	40,3	48,8	46,8	162,2	102,3	77,5	50,1	41,7	3,2	46	0,7	2,6	622,2
1981-82	37,5	19,8	34,2	63	79,3	103,2	121,1	55	46,8	14,5	26,4	0	600,8
1982-83	55,3	58,9	131	102,9	12,4	23,9	114,5	0	12,5	12,4	0	0	523,8
1983-84	19,8	82,4	69,8	78,8	225,2	138,8	151,3	19,4	0	0	0	5,5	791
1984-85	15	71,4	26,8	261,3	69	67	75,2	56,8	15,4	0	0	0	657,9
1985-86	10,1	25	13,6	17,8	185,4	56,3	100,2	48,7	4,3	29,7	9	2,5	502,6
1986-87	51,2	67,5	100,5	147,1	86,5	182,4	111,1	109	73,8	1,8	2,2	10,2	943,3
1987-88	4,4	26,1	66,9	21,5	104,8	48,7	91,4	15	62,3	41,1	2,6	18,1	502,9

1988-89	22	16,1	31,8	82,4	16,9	82,9	56,8	63,1	6,8	20	2,2	28,9	429,9
1989-90	34,8	61,7	30,7	20,8	60,4	1,1	37,1	39,3	134,8	15,4	13,5	51,4	501
1990-91	29,2	21,5	108,1	150,6	51,6	57,4	141,5	117,6	64,9	2,2	2,1	0,7	747,4
1991-92	26,9	99,7	36,5	31,7	21,3	73,1	57,5	227,7	139,2	11,7	4,3	13,7	743,3
1992-93	0,8	24,2	47,1	143,8	49,1	35,3	53,5	40	63,6	19,3	0,3	1,3	478,3
1993-94	4,5	5,6	7	109,7	84,7	145,7	5,5	44	5,9	5,2	6,1	1,8	425,7
1994-95	13,6	37,1	9	36,3	205,4	1	86,4	36,5	1,6	44,2	2,5	5,9	479,5
1995-96	112,8	31,9	39,9	38,2	78,8	229,3	68	67,1	53,9	2,7	9,7	15,7	748
1996-97	30,7	14,7	18,5	36	79,3	27,7	48,8	65,4	22	26,7	19,2	34,6	423,6
moyenne													644.89
Nombre d'année													86

### Volumes mensuels de l'apport, hm<sup>3</sup>

Site du barrage Renem (surface du bassin versant S=191km<sup>2</sup>)

N	Année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	Année
1	1947	0,040	0,885	0,443	7,59	3,71	0,925	7,11	3,79	0,900	0,420	0,150	0,030	26,0
2	1948	0,048	0,160	1,80	9,86	17,6	5,77	8,18	4,65	1,42	0,336	0,120	0,024	50,0
3	1949	0,023	0,062	0,930	1,47	10,7	5,58	13,2	4,65	1,48	0,504	0,180	0,036	38,8
4	1950	0,063	0,095	1,03	1,83	8,89	4,76	3,41	2,22	0,780	0,374	0,146	0	23,6
5	1951	0,247	1,15	2,63	14,8	18,1	25,0	11,7	7,40	2,48	0,574	0,205	0,041	84,3
6	1952	0,098	0,102	0,943	19,9	18,8	6,53	11,9	2,18	2,19	0,357	0,128	0,025	63,2
7	1953	0,081	3,28	18,1	4,38	21,4	13,4	5,95	7,92	2,25	0,525	0,188	0,037	77,5
8	1954	0,063	0,065	1,47	4,88	4,92	6,49	4,79	4,32	1,28	0,294	0,105	0,021	28,7
9	1955	0,278	1,46	1,04	12,9	12,8	27,1	17,06	7,36	2,40	0,420	0,150	0,030	83,2
10	1956	0,064	0,066	0,064	12,2	15,2	9,28	3,06	3,73	1,86	0,308	0,110	0,022	46,0
11	1957	0,788	4,64	6,17	14,8	24,6	7,16	13,9	8,97	1,98	0,924	0,330	0,066	84,3
12	1958	0,233	0,622	2,72	21,0	14,0	7,39	30,3	21,8	3,00	0,490	0,175	0,035	102
13	1959	0,075	0,077	12,6	22,6	12,9	8,35	4,19	9,67	2,43	0,400	0,142	0,028	73,5
14	1960	0,055	0,057	0,055	0,568	10,4	3,97	0,908	0,780	0,450	0,150	0	0	17,4
15	1961	0,041	0,312	0,342	0,458	1,55	8,17	3,18	2,64	0,720	0,345	0,035	0	17,9
16	1962	0,062	2,73	1,19	6,87	2,89	11,0	9,83	20,1	1,82	0,546	0,195	0,039	57,3
17	1963	0,234	0,389	0,389	3,74	14,8	3,19	1,87	1,09	0,640	0,672	0,240	0,048	27,3
18	1964	0,031	0,093	0,421	17,1	19,9	8,96	4,28	3,74	1,56	0,728	0,260	0,052	57,2
19	1965	0,031	0,086	0,194	5,83	2,18	3,11	8,79	4,28	1,05	0,315	0,112	0,023	26,0
20	1966	0,066	0,264	1,16	4,29	2,72	3,05	1,98	2,15	0,840	0,202	0,078	0	16,8
21	1967	0,062	0,092	0,848	10,6	15,4	11,6	7,71	4,47	1,50	0,700	0,250	0,050	53,2
22	1968	0,088	0,091	0,132	0,748	4,26	1,17	1,70	3,31	0,450	0,150	0	0	12,1
23	1969	0,297	0,715	0,415	19,3	4,03	2,66	5,85	5,30	1,69	0,392	0,140	0,028	40,8
24	1970	0,064	0,066	0,085	0,242	4,42	11,6	8,03	7,85	1,42	0,336	0,120	0,024	34,3
25	1971	0,416	2,77	0,353	0,623	22,6	5,24	4,25	12,7	1,88	0,476	0,170	0,034	51,5
26	1972	0,249	0,471	0,228	0,942	18,8	10,8	49,8	7,89	2,16	1,01	0,360	0,070	91,8
27	1973	0,064	0,241	0,212	0,548	0,351	2,48	2,56	3,39	0,450	0,300	0	0	10,6

28	1974	0,040	0,083	0,302	0,893	0,935	14,0	5,67	2,01	1,12	0,266	0,095	0,019	25,4
29	1975	0,154	0,212	0,103	0,477	0,742	3,02	9,49	4,41	1,05	0,180	0,070	0	19,9
30	1976	0,231	2,83	10,7	13,7	6,70	3,21	0,757	2,87	0,970	0,166	0,064	0	43,2
31	1977	0,088	0,090	0,350	0,339	0,543	4,45	1,83	4,20	0,600	0,200	0	0	12,7
32	1978	0,063	0,065	0,188	0,627	0,541	1,11	3,01	14,6	0,980	0,230	0,090	0	21,5
33	1979	0,130	0,134	0,996	0,336	0,895	0,626	7,54	2,45	0,540	0,259	0,101	0	14,0
34	1980	0,094	0,175	0,414	4,82	10,8	11,5	3,93	1,60	1,42	0,336	0,120	0,024	35,3
35	1981	0,103	0,170	0,246	0,827	2,27	5,92	9,59	3,67	1,05	0,245	0,088	0,018	24,2
36	1982	0,096	0,179	1,16	5,38	9,57	2,52	3,85	2,20	0,950	0,420	0,150	0,030	26,5
37	1983	0,039	0,182	1,84	3,52	22,7	28,2	5,95	4,80	1,68	0,784	0,280	0,056	70,0
38	1984	0,024	0,095	0,673	22,0	14,9	10,3	11,9	6,33	2,10	0,490	0,175	0,035	69,0
39	1985	0,027	0,083	0,071	0,092	0,829	0,383	2,54	0,570	0,280	0,120	0	0	5,00
40	1986	0,043	0,217	1,56	19,1	15,3	33,0	19,1	17,6	3,00	0,490	0,175	0,035	110
41	1987	0,052	0,022	0,075	0,299	2,84	1,49	2,02	0,598	0,420	0,180	0	0	8,00
42	1988	0,023	0,038	0,165	1,58	1,05	2,03	1,88	1,35	0,420	0,180	0	0	8,70
43	1989	0,014	0,056	0,347	0,313	1,88	0,764	1,25	0,880	0,240	0,105	0	0	5,50
44	1990	0,048	0,113	2,26	17,5	10,5	7,68	22,2	12,1	2,50	0,420	0,150	0,030	75,5
45	1991	0,039	0,426	0,774	2,94	2,48	11,8	3,25	16,3	1,26	0,588	0,210	0,042	40,1
46	1992	2,47	0,869	1,48	3,40	22,1	2,03	3,22	3,96	1,70	0,280	0,100	0,020	41,6
47	1993	0,122	0,557	0,089	0,760	2,24	9,44	1,91	1,58	0,720	0,345	0,135	0	17,9
48	1994	0,274	0,314	0,183	0,131	10,6	1,62	5,63	1,41	0,780	0,374	0,146	0	21,5
49	1995	1,20	0,897	0,469	0,639	1,25	23,1	13,4	3,62	1,72	0,364	0,130	0,026	46,9
50	1996	0,345	0,501	0,304	0,419	0,933	1,13	0,963	0,509	0,280	0,120	0	0	5,50
51	1997	0,769	1,16	3,55	15,7	7,92	4,12	4,02	3,79	1,65	0,385	0,138	0,027	43,2
Moyen	volume													40,9
	Q m <sup>3</sup> /s													1,30

Source :ANBT

**Tableau II.42.** Valeurs de calcul de la régularisation interannuelle pour un coefficient de régularisation  $a=0.9$

n	racin (n)	Cv(n)	Cs(n)	F(n) p%	Kp%	Zp%
1	1,000	0,650	0,975	-1,140	0,259	0,641
2	1,414	0,460	0,689	-1,184	0,456	0,888
3	1,732	0,375	0,563	-1,210	0,546	1,062
4	2,000	0,335	0,488	-1,220	0,591	1,235
5	2,236	0,300	0,436	-1,228	0,632	1,340
6	2,449	0,274	0,398	-1,232	0,663	1,422
7	2,646	0,253	0,369	-1,234	0,688	1,487
8	2,828	0,237	0,345	-1,236	0,707	1,542
9	3,000	0,223	0,325	-1,238	0,724	1,588
10	3,162	0,212	0,308	-1,240	0,737	1,627
11	3,317	0,202	0,294	-1,242	0,749	1,660
12	3,464	0,193	0,281	-1,245	0,759	1,690
13	3,606	0,186	0,270	-1,247	0,768	1,712
14	3,742	0,179	0,261	-1,249	0,776	1,731
15	3,873	0,173	0,252	-1,250	0,784	1,744
16	4,000	0,168	0,244	-1,252	0,790	1,755
17	4,123	0,162	0,236	-1,255	0,796	1,767
18	4,243	0,158	0,230	-1,256	0,802	1,770
19	4,359	0,154	0,224	-1,257	0,807	1,771
20	4,472	0,150	0,218	-1,259	0,811	1,772
21	4,583	0,146	0,213	-1,259	0,816	1,766
22	4,690	0,143	0,208	-1,259	0,820	1,757
23	4,796	0,140	0,203	-1,260	0,824	1,749
24	4,899	0,137	0,199	-1,260	0,828	1,736
25	5,000	0,134	0,195	-1,260	0,831	1,721
26	5,099	0,131	0,191	-1,260	0,834	1,705
27	5,196	0,129	0,188	-1,262	0,837	1,694
28	5,292	0,127	0,184	-1,264	0,840	1,681
29	5,385	0,124	0,181	-1,265	0,843	1,664
30	5,477	0,122	0,178	-1,265	0,845	1,642
31	5,568	0,120	0,175	-1,266	0,848	1,623
32	5,657	0,118	0,172	-1,266	0,850	1,598

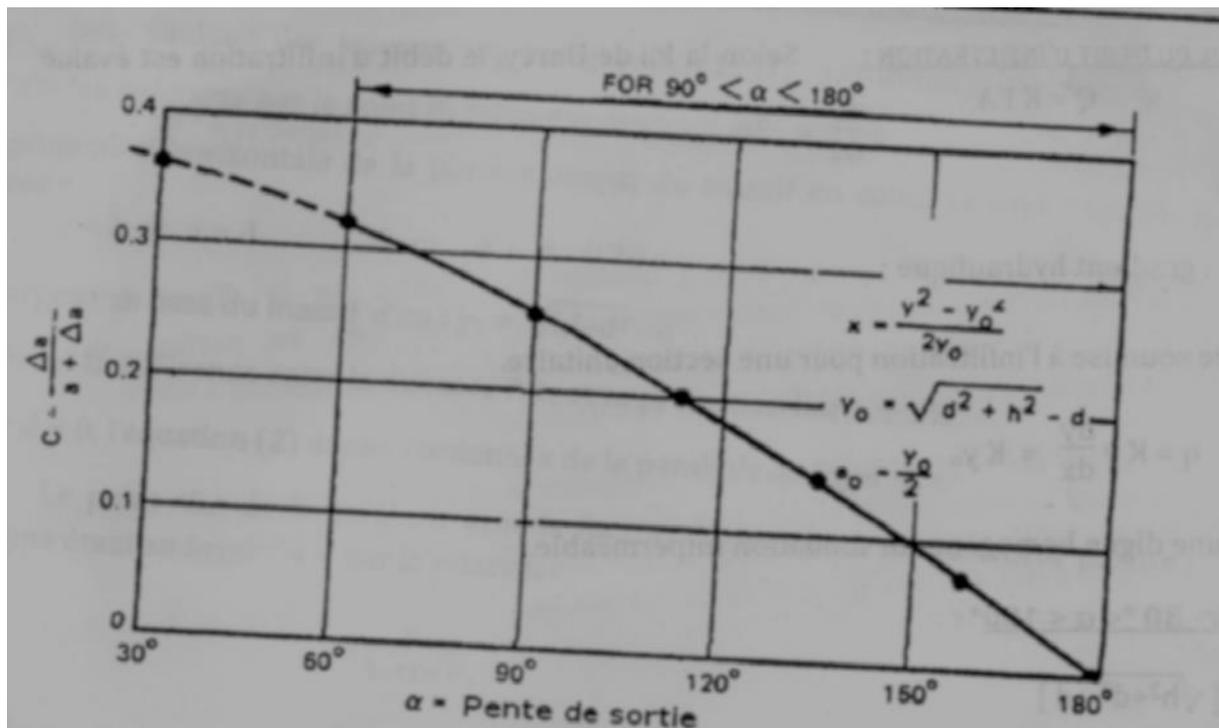


Figure IV.1. courbe de variation de C en fonction de  $\alpha$

**Tableau II.43 : 2<sup>ème</sup> étape de calcul de laminage**

<b>H</b>	<b>V<sub>moy</sub></b>	<b>H<sub>o</sub></b>	<b>débit (m<sup>3</sup>/s)</b>																
<b>m</b>	<b>m/s</b>	<b>m</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>40</b>	<b>45</b>	<b>50</b>	<b>55</b>	<b>60</b>	<b>65</b>	<b>70</b>	<b>75</b>	<b>80</b>	<b>85</b>	<b>90</b>	<b>95</b>	<b>100</b>
4	4,3	5,0	479,6	599,5	719,4	839,2	959,1	1079,0	1198,9	1318,8	1438,7	1558,6	1678,5	1798,4	1918,3	2038,2	2158,1	2278,0	2397,8
3,8	4,2	4,7	444,1	555,1	666,1	777,1	888,1	999,1	1110,1	1221,1	1332,2	1443,2	1554,2	1665,2	1776,2	1887,2	1998,2	2109,3	2220,3
3,6	4,1	4,5	409,5	511,8	614,2	716,6	818,9	921,3	1023,7	1126,0	1228,4	1330,8	1433,1	1535,5	1637,9	1740,2	1842,6	1944,9	2047,3
3,4	4,0	4,2	375,8	469,8	563,7	657,7	751,6	845,6	939,5	1033,5	1127,5	1221,4	1315,4	1409,3	1503,3	1597,2	1691,2	1785,1	1879,1
3,2	3,9	4,0	343,2	428,9	514,7	600,5	686,3	772,1	857,9	943,7	1029,5	1115,2	1201,0	1286,8	1372,6	1458,4	1544,2	1630,0	1715,8
3	3,8	3,7	311,5	389,4	467,2	545,1	623,0	700,8	778,7	856,6	934,5	1012,3	1090,2	1168,1	1246,0	1323,8	1401,7	1479,6	1557,4
2,8	3,6	3,5	280,9	351,1	421,3	491,5	561,7	631,9	702,2	772,4	842,6	912,8	983,0	1053,2	1123,5	1193,7	1263,9	1334,1	1404,3
2,6	3,5	3,2	251,3	314,1	377,0	439,8	502,6	565,5	628,3	691,1	753,9	816,8	879,6	942,4	1005,3	1068,1	1130,9	1193,8	1256,6
2,4	3,4	3,0	222,9	278,6	334,3	390,0	445,8	501,5	557,2	612,9	668,6	724,4	780,1	835,8	891,5	947,3	1003,0	1058,7	1114,4
2,2	3,2	2,7	195,6	244,5	293,4	342,3	391,2	440,1	489,0	537,9	586,8	635,7	684,6	733,5	782,4	831,3	880,3	929,2	978,1
2	3,1	2,5	169,6	211,9	254,3	296,7	339,1	381,5	423,9	466,3	508,7	551,0	593,4	635,8	678,2	720,6	763,0	805,4	847,8
1,8	2,9	2,2	144,8	181,0	217,2	253,3	289,5	325,7	361,9	398,1	434,3	470,5	506,7	542,9	579,1	615,3	651,5	687,6	723,8
1,6	2,7	2,0	121,3	151,7	182,0	212,3	242,6	273,0	303,3	333,6	364,0	394,3	424,6	455,0	485,3	515,6	546,0	576,3	606,6
1,4	2,6	1,7	99,3	124,1	149,0	173,8	198,6	223,4	248,3	273,1	297,9	322,7	347,6	372,4	397,2	422,0	446,9	471,7	496,5
1,2	2,4	1,5	78,8	98,5	118,2	137,9	157,6	177,3	197,0	216,7	236,4	256,1	275,8	295,5	315,2	334,9	354,6	374,3	394,0
1	2,2	1,2	59,9	74,9	89,9	104,9	119,9	134,9	149,9	164,9	179,8	194,8	209,8	224,8	239,8	254,8	269,8	284,7	299,7
0,8	1,9	1,0	42,9	53,6	64,3	75,1	85,8	96,5	107,2	118,0	128,7	139,4	150,1	160,9	171,6	182,3	193,0	203,7	214,5

**Tableau II.44.3** 3<sup>ème</sup> étape de calcul de laminage

H (m)	V <sub>forcé</sub> (H m <sup>3</sup> )	Q <sub>lamin</sub>	Débit (m <sup>3</sup> /s) pour les différentes largeurs																
			20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
4	4,422	669,1	479,6	599,5	719,4	839,2	959,1	1079,0	1198,9	1318,8	1438,7	1558,6	1678,5	1798,4	1918,3	2038,2	2158,1	2278,0	2397,8
3,8	4,722	660,5	444,1	555,1	666,1	777,1	888,1	999,1	1110,1	1221,1	1332,2	1443,2	1554,2	1665,2	1776,2	1887,2	1998,2	2109,3	2220,3
3,6	5,422	640,6	409,5	511,8	614,2	716,6	818,9	921,3	1023,7	1126,0	1228,4	1330,8	1433,1	1535,5	1637,9	1740,2	1842,6	1944,9	2047,3
3,4	5,922	626,3	375,8	469,8	563,7	657,7	751,6	845,6	939,5	1033,5	1127,5	1221,4	1315,4	1409,3	1503,3	1597,2	1691,2	1785,1	1879,1
3,2	6,522	609,2	343,2	428,9	514,7	600,5	686,3	772,1	857,9	943,7	1029,5	1115,2	1201,0	1286,8	1372,6	1458,4	1544,2	1630,0	1715,8
3	7,122	592,1	311,5	389,4	467,2	545,1	623,0	700,8	778,7	856,6	934,5	1012,3	1090,2	1168,1	1246,0	1323,8	1401,7	1479,6	1557,4
2,8	7,722	575,1	280,9	351,1	421,3	491,5	561,7	631,9	702,2	772,4	842,6	912,8	983,0	1053,2	1123,5	1193,7	1263,9	1334,1	1404,3
2,6	8,422	555,1	251,3	314,1	377,0	439,8	502,6	565,5	628,3	691,1	753,9	816,8	879,6	942,4	1005,3	1068,1	1130,9	1193,8	1256,6
2,4	9,022	538,0	222,9	278,6	334,3	390,0	445,8	501,5	557,2	612,9	668,6	724,4	780,1	835,8	891,5	947,3	1003,0	1058,7	1114,4
2,2	9,522	523,8	195,6	244,5	293,4	342,3	391,2	440,1	489,0	537,9	586,8	635,7	684,6	733,5	782,4	831,3	880,3	929,2	978,1
2	10,322	501,0	169,6	211,9	254,3	296,7	339,1	381,5	423,9	466,3	508,7	551,0	593,4	635,8	678,2	720,6	763,0	805,4	847,8
1,8	10,822	486,7	144,8	181,0	217,2	253,3	289,5	325,7	361,9	398,1	434,3	470,5	506,7	542,9	579,1	615,3	651,5	687,6	723,8
1,6	11,522	466,8	121,3	151,7	182,0	212,3	242,6	273,0	303,3	333,6	364,0	394,3	424,6	455,0	485,3	515,6	546,0	576,3	606,6
1,4	12,122	449,7	99,3	124,1	149,0	173,8	198,6	223,4	248,3	273,1	297,9	322,7	347,6	372,4	397,2	422,0	446,9	471,7	496,5
1,2	12,822	429,8	78,8	98,5	118,2	137,9	157,6	177,3	197,0	216,7	236,4	256,1	275,8	295,5	315,2	334,9	354,6	374,3	394,0
1	13,522	409,8	59,9	74,9	89,9	104,9	119,9	134,9	149,9	164,9	179,8	194,8	209,8	224,8	239,8	254,8	269,8	284,7	299,7
0,8	14,222	389,9	42,9	53,6	64,3	75,1	85,8	96,5	107,2	118,0	128,7	139,4	150,1	160,9	171,6	182,3	193,0	203,7	214,5

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau/\theta=$	$\tau/\theta' =$
74.3	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	$\tau/\theta'$	$\tau/\theta$	N*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-4	3,83	2,07	0	-0,286	0,95831	17,918	-5,119287	17,170612	3,9966	0	0,364	0,839	14,406143	72,935	261,36266
-3	7,43	6,56	0	-0,214	0,97677	110,15	-23,60447	107,59544	7,6067	0	0,364	0,839	90,272573	72,935	1606,81943
-2	7,43	12,18	0	-0,143	0,98974	204,52	-29,21773	202,42639	7,507	0	0,364	0,839	169,83574	72,935	2983,3934
-1	7,43	17,03	0	-0,071	0,99745	285,96	-20,42603	285,23392	7,449	0	0,364	0,839	239,31126	72,935	4171,36203
0	7,43	21,13	0	0	1	354,81	0	354,81073	7,43	0	0,364	0,839	297,68621	72,935	5175,62418
1	7,43	24,47	0	0,0714	0,99745	410,9	29,349668	409,8458	7,449	0	0,364	0,839	343,86063	72,935	5993,73041
2	7,43	27,06	0	0,1429	0,98974	454,39	64,912301	449,72561	7,507	0	0,364	0,839	377,31979	72,935	6628,13016
3	7,43	28,82	0	0,2143	0,97677	483,94	103,70136	472,69825	7,6067	0	0,364	0,839	396,59383	72,935	7059,22805
4	7,43	29,82	0	0,2857	0,95831	500,73	143,06614	479,85841	7,7532	0	0,364	0,839	402,6012	72,935	7304,17004
5	7,43	29,75	0	0,3571	0,93405	499,56	178,41288	466,61022	7,9546	0	0,364	0,839	391,48597	72,935	7287,0241
6	7,43	29,84	0	0,4286	0,90351	501,07	214,74313	452,71828	8,2235	0	0,364	0,839	379,83063	72,935	7309,06888
7	7,43	25,89	0	0,5	0,86603	434,74	217,36985	376,49563	8,5794	3,43177	0,364	0,839	137,04441	72,935	6341,54803
8	7,43	20,55	0	0,5714	0,82065	345,07	197,18371	283,18354	9,0538	3,62151	0,364	0,839	103,07881	72,935	5033,55782
9	6,84	9,32	0	0,6429	0,76599	144,07	92,617899	110,35737	8,9297	3,57187	0,364	0,839	40,170082	72,935	2101,58247
$\Sigma$							1162,9894			10,6251			3383,4973		69256,6017

Kss 2,918  
Kas 1,62

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau/\theta =$	$\tau/\theta' =$
77.91	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	$\tau/\theta$	$\tau/\theta'$	N*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-1	6,83	3,34	0	-0,091	0,99586	51,556	-4,68687	51,34209	6,8584	0	0,364	0,839	43,076014	76,645	790,295363
0	8,99	7,6	0	0	1	154,41	0	154,41224	8,99	0	0,364	0,839	129,55187	76,645	2366,98523
1	8,99	11,07	0	0,0909	0,99586	224,91	20,446693	223,98229	9,0274	0	0,364	0,839	187,92115	76,645	3447,70085
2	8,99	13,75	0	0,1818	0,98333	279,36	50,7935	274,70785	9,1424	0	0,364	0,839	230,47989	76,645	4282,37459
3	8,99	15,61	0	0,2727	0,96209	317,15	86,496713	305,13172	9,3442	0	0,364	0,839	256,00551	76,645	4861,66308
4	8,99	16,58	0	0,3636	0,93154	336,86	122,49545	313,80122	9,6507	0	0,364	0,839	263,27922	76,645	5163,76514
5	8,99	16,55	0	0,4545	0,89072	336,25	152,84226	299,50844	10,093	0	0,364	0,839	251,28758	76,645	5154,42178
6	8,99	15,34	0	0,5455	0,83814	311,67	170,00123	261,22231	10,726	0	0,364	0,839	219,16552	76,645	4777,57281
7	8,99	12,65	0	0,6364	0,77139	257,02	163,55507	198,25868	11,654	0	0,364	0,839	166,33904	76,645	3939,78462
8	8,99	7,87	0	0,7273	0,68635	159,9	116,28941	109,74572	13,098	0	0,364	0,839	92,076662	76,645	2451,07549
9	8,99	2,46	0	0,8182	0,57496	49,981	40,893385	28,736942	15,636	0	0,364	0,839	24,110294	76,645	766,155745
$\Sigma$							919,12684			0			1863,2927		38001,7947

Kss 2,027  
Kas 1,324

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta =$	$\tau\gamma\theta' =$
86.42	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	$\tau\gamma\theta'$	$\tau\gamma\theta$	N*tang $\varnothing$	dn	a*Gn*dn
-4	3,94	2,15	0	-0,286	0,95831	19,144	-5,469846	18,34642	4,1114	0	0,364	0,839	15,392647	85,272	326,497279
-3	8,64	7,22	0	-0,214	0,97677	140,98	-30,21013	137,70577	8,8455	0	0,364	0,839	115,53514	85,272	2404,33968
-2	8,64	13,74	0	-0,143	0,98974	268,29	-38,32753	265,54094	8,7295	0	0,364	0,839	222,78885	85,272	4575,57164
-1	8,64	19,4	0	-0,071	0,99745	378,81	-27,05801	377,84457	8,6621	0	0,364	0,839	317,01159	85,272	6460,4141
0	8,64	24,16	0	0	1	471,76	0	471,75782	8,64	0	0,364	0,839	395,80481	85,272	8045,54663
1	8,64	28,01	0	0,0714	0,99745	546,93	39,066747	545,53744	8,6621	0	0,364	0,839	457,70591	85,272	9327,63912
2	8,64	30,98	0	0,1429	0,98974	604,93	86,418267	598,72332	8,7295	0	0,364	0,839	502,32887	85,272	10316,6819
3	8,64	33,14	0	0,2143	0,97677	647,1	138,66533	632,07331	8,8455	0	0,364	0,839	530,30951	85,272	11035,9857
4	8,64	34,06	0	0,2857	0,95831	665,07	190,01977	637,34567	9,0158	0	0,364	0,839	534,73302	85,272	11342,3559
5	8,64	33,97	0	0,3571	0,93405	663,31	236,89707	619,56624	9,25	0	0,364	0,839	519,81608	85,272	11312,3849
6	8,64	32,52	0	0,4286	0,90351	635	272,14223	573,72619	9,5627	3,82509	0,364	0,839	208,83633	85,272	10829,5189
7	8,64	28,65	0	0,5	0,86603	559,43	279,71568	484,48177	9,9766	3,99065	0,364	0,839	176,35136	85,272	9540,76619
8	8,64	18,47	0	0,5714	0,82065	360,65	206,0872	295,97021	10,528	4,21129	0,364	0,839	107,73316	85,272	6150,71384
9	4,34	5,93	0	0,6429	0,76599	58,164	37,391022	44,552671	5,6659	0	0,364	0,839	37,379691	85,272	991,948915
$\Sigma$							1385,3378			12,027			4141,727		102660,365

Kss 2,998  
Kas 1,614

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
89.94	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	$\tau\gamma\theta'$	$\tau\gamma\theta$	N*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-2	6,83	1,67	0	-0,167	0,98601	25,778	-4,296298	25,41724	6,9269	0	0,364	0,839	21,325064	88,026	453,823078
-1	8,99	7,54	0	-0,083	0,99652	153,19	-12,7661	152,66035	9,0214	0	0,364	0,839	128,08203	88,026	2696,99685
0	8,99	12,48	0	0	1	253,56	0	253,56115	8,99	0	0,364	0,839	212,73781	88,026	4463,99479
1	8,99	14,62	0	0,0833	0,99652	297,04	24,753366	296,0072	9,0214	0	0,364	0,839	248,35004	88,026	5229,45544
2	8,99	18,21	0	0,1667	0,98601	369,98	61,663309	364,80506	9,1175	0	0,364	0,839	306,07144	88,026	6513,56933
3	8,99	20,87	0	0,25	0,96825	424,02	106,00603	410,55961	9,2848	0	0,364	0,839	344,45951	88,026	7465,02975
4	8,99	22,53	0	0,3333	0,94281	457,75	152,58367	431,5718	9,5353	0	0,364	0,839	362,08874	88,026	8058,79829
5	8,99	22,92	0	0,4167	0,90906	465,67	194,03117	423,32603	9,8893	0	0,364	0,839	355,17054	88,026	8198,29813
6	8,99	21,48	0	0,5	0,86603	436,42	218,20888	377,94886	10,381	0	0,364	0,839	317,09909	88,026	7683,22181
7	8,99	18,25	0	0,5833	0,81223	370,79	216,29565	301,16989	11,068	0	0,364	0,839	252,68154	88,026	6527,877
8	8,99	12,48	0	0,6667	0,74536	253,56	169,04077	188,99332	12,061	0	0,364	0,839	158,5654	88,026	4463,99479
9	5,83	5,45	0	0,75	0,66144	71,808	53,856083	47,4966	8,8141	0	0,364	0,839	17,288763	88,026	1264,19614
$\Sigma$							1179,3765			0			2723,92		63019,2554

Kss 2,31  
Kas 1,449

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
97.54	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	$\tau\gamma\theta'$	$\tau\gamma\theta$	N*tang $\varnothing$	dn	a*Gn*dn
-2	3,44	1,49	0	-0,167	0,98601	11,584	-1,930643	11,421836	3,4888	0	0,364	0,839	9,5829204	96,022	222,461004
-1	9,75	5,38	0	-0,083	0,99652	118,55	-9,879025	118,13596	9,784	0	0,364	0,839	99,116068	96,022	2276,64897
0	9,75	10,62	0	0	1	234,01	0	234,0117	9,75	0	0,364	0,839	196,33582	96,022	4494,05429
1	9,75	14,98	0	0,0833	0,99652	330,08	27,507025	328,93618	9,784	0	0,364	0,839	275,97745	96,022	6339,07093
2	9,75	18,24	0	0,1667	0,98601	401,92	66,9864	396,29689	9,8883	0	0,364	0,839	332,49309	96,022	7718,60172
3	9,75	20,91	0	0,25	0,96825	460,75	115,18796	446,12106	10,07	0	0,364	0,839	374,29557	96,022	8848,46283
4	9,75	22,14	0	0,3333	0,94281	487,85	162,6183	459,95401	10,341	0	0,364	0,839	385,90141	96,022	9368,96064
5	9,75	22,09	0	0,4167	0,90906	486,75	202,81381	442,4875	10,725	0	0,364	0,839	371,24701	96,022	9347,80219
6	9,75	20,51	0	0,5	0,86603	451,94	225,96893	391,38966	11,258	0	0,364	0,839	328,37592	96,022	8679,19525
7	9,75	16,98	0	0,5833	0,81223	374,15	218,25668	303,90042	12,004	0	0,364	0,839	254,97245	96,022	7185,40884
8	9,75	10,65	0	0,6667	0,74536	234,67	156,4485	174,91474	13,081	0	0,364	0,839	146,75347	96,022	4506,74936
9	4,63	4,11	0	0,75	0,66144	43,006	32,254664	28,445939	6,9999	0	0,364	0,839	23,866143	96,022	825,908613
$\Sigma$							1196,2326			0			2798,9173		69813,3246

Kss 2,34  
Kas 1,464







Cas de calcul de la stabilité		Retenue pleine (Talus aval)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
89.21	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-3	1,770	1,49	0	-0,231	0,97301	5,9603	-1,375453	5,7994207	1,8191	0	4,866	0	0	0	86,325	102,904545
-2	8,921	8,41	0	-0,154	0,98809	169,56	-26,08583	167,53926	9,0285	0	140,6	0	0	0	86,325	2927,41677
-1	8,921	14,41	0	-0,077	0,99704	290,53	-22,3482	289,66582	8,9475	0	243	0	0	0	86,325	5015,94242
0	8,921	19,5	0	0	1	393,15	0	393,14847	8,921	0	329,9	0	0	0	86,325	6787,70833
1	8,921	23,7	0	0,0769	0,99704	477,83	36,755892	476,41082	8,9475	0	399,7	0	0	0	86,325	8249,67628
2	8,921	26,98	0	0,1538	0,98809	543,96	83,685568	537,48029	9,0285	0	450,9	0	0	0	86,325	9391,40363
3	8,921	29,27	0	0,2308	0,97301	590,13	136,18291	574,19756	9,1685	0	481,8	0	0	0	86,325	10188,5243
4	8,921	30,46	0	0,3077	0,95149	614,12	188,95941	584,32469	9,3759	0	490,2	0	0	0	86,325	10602,7485
5	8,921	24,25	6,15	0,3846	0,92308	621,14	238,89923	573,35816	9,6644	0	481	6,15	85,4239303	71,67068	86,325	10723,9477
6	8,921	12,73	15,4	0,4615	0,88712	587,75	271,26894	521,40435	10,056	0	437,5	15,4	213,907078	179,468	86,325	10147,493
7	8,921	5,45	13,86	0,5385	0,84265	407,86	219,61937	343,6871	10,587	4,23474	125,1	13,86	192,51637	161,5212	86,325	7041,78148
8	8,921	3,22	8,38	0,6154	0,78823	245,09	150,82254	193,1839	11,318	4,52712	70,32	8,38	116,398786	97,65858	86,325	4231,42072
9	1,31	0,79	1,15	0,6923	0,7216	5,9695	4,1327578	4,3076338	1,8154	0	3,614	1,15	2,34563282	1,967986	86,325	103,064091
$\Sigma$							1280,5171			8.76	3659			512,2865		85514,0318

Kss	2,466
Kas	1,41



Cas de calcul de la stabilité		Vidage rapide (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
79.48	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	5,700	4,55	0	-0,231	0,97301	62,503	-14,42385	60,816292	5,8581	0	0,839	51,02487	76,54	956,739
-2	7,948	10,16	0	-0,154	0,98809	194,61	-29,94024	192,29466	8,0438	0	0,839	161,3352	76,54	2978,92
-1	7,948	14,93	0	-0,077	0,99704	285,98	-21,99841	285,13202	7,9716	0	0,839	239,2258	76,54	4377,49
0	7,948	18,91	0	0	1	362,21	0	362,215	7,948	0	0,839	303,8984	76,54	5544,42
1	7,948	22,09	0	0,0769	0,99704	423,13	32,548222	421,87317	7,9716	0	0,839	353,9516	76,54	6476,8
2	7,948	24,44	0	0,1538	0,98809	468,14	72,021597	462,56708	8,0438	0	0,839	388,0938	76,54	7165,82
3	7,948	25,81	0	0,2308	0,97301	494,38	114,08822	481,03818	8,1685	0	0,839	403,591	76,54	7567,51
4	7,948	26,42	0	0,3077	0,95149	506,07	155,71281	481,51528	8,3533	0	0,839	403,9913	76,54	7746,36
5	7,948	25,8	0	0,3846	0,92308	494,19	190,07336	456,17607	8,6103	0	0,839	382,7317	76,54	7564,58
6	7,948	23,81	0	0,4615	0,88712	456,07	210,4952	404,59151	8,9593	0	0,839	339,4523	76,54	6981,11
7	7,948	19,96	0	0,5385	0,84265	382,33	205,86861	322,16823	9,4321	0	0,839	270,2991	76,54	5852,29
8	7,948	13,26	0	0,6154	0,78823	253,99	156,30219	200,2026	10,083	0	0,839	167,97	76,54	3887,84
9	6,65	4,9	0	0,6923	0,7216	78,53	54,366819	56,66733	9,2156	3,68624	0,839	20,62691	76,54	1202,06
$\Sigma$							1169,4786			3,68624		3486,192		68301,9

Kss 2,984  
Kas 1,72

Cas de calcul de la stabilité		Vidage rapide (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
79.96	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	2,550	1,42	0	-0,1	0,99499	8,1835	-0,818346	8,1424399	3,5587	0	0,839	6,831507	78,54	128,538
0	7,996	5,4	0	0	1	97,583	0	97,583184	11,159	0	0,839	81,87229	78,54	1532,74
1	7,996	8,58	0	0,1	0,99499	155,05	15,504884	154,27164	11,159	0	0,839	129,4339	78,54	2435,35
2	7,996	10,92	0	0,2	0,9798	197,33	39,466977	193,34791	11,159	0	0,839	162,2189	78,54	3099,54
3	7,996	12,37	0	0,3	0,95394	223,54	67,061333	213,24145	11,159	0	0,839	178,9096	78,54	3511,11
4	7,996	12,85	0	0,4	0,91652	232,21	92,884734	212,82566	11,159	0	0,839	178,5607	78,54	3647,35
5	7,996	12,19	0	0,5	0,86603	220,29	110,1425	190,77241	11,159	0	0,839	160,0581	78,54	3460,02
6	7,996	10,13	0	0,6	0,8	183,06	109,83529	146,44706	11,159	0	0,839	122,8691	78,54	2875,3
7	7,996	6,2	0	0,7	0,71414	112,04	78,427966	80,01253	11,159	0	0,839	67,13051	78,54	1759,81
8	7,996	3,24	0	0,8	0,6	58,55	46,839928	35,129946	11,159	0	0,839	29,47402	78,54	919,643
$\Sigma$							559,34527			0		1117,359		23369,4

Kss	1,998
Kas	1,312

Cas de calcul de la stabilité		Vidage rapide (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
89.65	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	5,300	2,7	0	-0,231	0,97301	34,487	-7,958562	33,556242	5,447	0	0,839	28,15369	87,26	601,834
-2	8,965	7,49	0	-0,154	0,98809	161,83	-24,89636	159,89975	9,073	0	0,839	134,1559	87,26	2824,03
-1	8,965	13,29	0	-0,077	0,99704	287,14	-22,08762	286,2883	8,9916	0	0,839	240,1959	87,26	5010,86
0	8,965	18,28	0	0	1	394,95	0	394,95128	8,965	0	0,839	331,3641	87,26	6892,29
1	8,965	22,41	0	0,0769	0,99704	484,18	37,244817	482,748	8,9916	0	0,839	405,0256	87,26	8449,47
2	8,965	25,29	0	0,1538	0,98809	546,41	84,062598	539,90181	9,073	0	0,839	452,9776	87,26	9535,35
3	8,965	28,01	0	0,2308	0,97301	605,17	139,6556	588,8397	9,2137	0	0,839	494,0365	87,26	10560,9
4	8,965	28,91	0	0,3077	0,95149	624,62	192,19057	594,3165	9,4221	0	0,839	498,6315	87,26	10900,2
5	8,965	28,17	0	0,3846	0,92308	608,63	234,08891	561,81338	9,7121	0	0,839	471,3614	87,26	10621,2
6	8,965	27,39	0	0,4615	0,88712	591,78	273,12866	524,97889	10,106	0	0,839	440,4573	87,26	10327,1
7	8,965	24,08	0	0,5385	0,84265	520,26	280,14218	438,40055	10,639	0	0,839	367,8181	87,26	9079,13
8	8,965	10,54	7,38	0,6154	0,78823	387,17	238,26046	305,1804	11,374	0	0,839	256,0464	87,26	6756,56
9	6,32	6,61	2,03	0,6923	0,7216	131,6	91,106009	94,961124	8,7583	3,50331	0,839	79,67238	87,26	2296,51
$\Sigma$							1514,9373			3,50331		4199,896		93855,5

Kss 2,75  
Kas 1,626



Cas de calcul de la stabilité		Vidage rapide (Talus amont)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
108.98	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

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 $\theta$	dn	a*Gn*dn
-1	8,690	5,13	0	-0,091	0,99586	100,75	-9,159102	100,33294	16,529	0	0,839	84,17933	105,85	2132,88
0	10,898	10,58	0	0	1	260,58	0	260,5799	20,729	0	0,839	218,6265	105,85	5516,48
1	10,898	14,93	0	0,0909	0,99586	367,72	33,428921	366,19549	20,729	0	0,839	307,238	105,85	7784,59
2	10,898	18,16	0	0,1818	0,98333	447,27	81,322065	439,81631	20,729	0	0,839	369,0059	105,85	9468,73
3	10,898	20,18	0	0,2727	0,96209	497,02	135,5517	478,18146	20,729	0	0,839	401,1942	105,85	10522
4	10,898	20,87	0	0,3636	0,93154	514,02	186,91536	478,82813	20,729	0	0,839	401,7368	105,85	10881,7
5	10,898	20,01	0	0,4545	0,89072	492,84	224,01632	438,98053	20,729	0	0,839	368,3047	105,85	10433,3
6	10,898	17,27	0	0,5455	0,83814	425,35	232,0097	356,50396	20,729	0	0,839	299,1068	105,85	9004,68
7	10,898	11,99	0	0,6364	0,77139	295,31	187,92293	227,79699	20,729	0	0,839	191,1217	105,85	6251,66
8	10,898	2,77	0	0,7273	0,68635	68,224	49,617207	46,825212	20,729	0	0,839	39,28635	105,85	1444,29
9	2,330	1,97	0	0,8182	0,57496	10,374	8,4875122	5,9644156	4,4318	0	0,839	5,004145	105,85	219,61
$\Sigma$							1130,1126			0		2684,804		73660

Kss 2,376

Kas 1,487

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus aval)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
62	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°	bn	SIN	COS	dI	$\gamma_1$	$\gamma_2$	h1	h2	Gn	tg	Gn*cos	Gn*SIN	Gn*cos*tgQ	Cdl	dn	a*Gn*dn
-2	3,19	-0,167	0,986	3,24	2,26	2,41	2,05	0	14,78	0,839	14,57	-2,46	12,23	0,00	60,61	179,1
-1	6,2	-0,083	0,9965	6,22	2,26	2,41	4,01	0	56,19	0,839	55,99	-4,68	46,98	0,00	60,61	681,1
0	6,2	0	1	6,2	2,26	2,41	7,88	0	110,41	0,839	110,41	0,00	92,64	0,00	60,61	1338,3
1	6,2	0,0833	0,9965	6,22	2,26	2,41	11,54	0	161,70	0,839	161,14	13,47	135,19	0,00	60,61	1959,9
2	6,2	0,1667	0,986	6,29	2,26	2,41	13,61	0	190,70	0,839	188,04	31,78	157,76	0,00	60,61	2311,5
3	6,2	0,25	0,9682	6,40	2,26	2,41	15,69	0	219,85	0,839	212,87	54,96	178,60	0,00	60,61	2664,8
4	6,2	0,3333	0,9428	6,58	2,26	2,41	17,13	0	240,03	0,839	226,30	80,01	189,86	0,00	60,61	2909,3
5	6,2	0,4167	0,9091	6,82	2,26	2,41	17,15	0	240,31	0,839	218,45	100,13	183,28	0,00	60,61	2912,7
6	6,2	0,5	0,866	7,16	2,26	2,41	17,3	0	242,41	0,839	209,93	121,20	176,13	0,00	60,61	2938,2
7	6,2	0,5833	0,8122	7,63	2,26	2,41	14,64	0	205,14	0,839	166,62	119,66	139,79	0,00	60,61	2486,4
8	6,2	0,6667	0,7454	8,32	2,26	2,41	11,68	0	163,66	0,839	121,99	109,11	102,35	0,00	60,61	1983,7
9	5,98	0,75	0,6614	9,04	2,26	2,41	4,02	0	54,33	0,839	35,94	40,75	30,15	0,00	60,61	658,5

$\sum Gn*cos*tgQ$	1444,96	$\sum a*Gn*dn$	371,4
-------------------	---------	----------------	-------

$\sum Gn*sin$	663,9
---------------	-------

kas=	1,40
kss=	2,18

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus aval)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
63.1	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°	bn	SIN	COS	dl	h1	h2	Gn	tg	Gn*cos	Gn*SIN	Gn*cos*tgQ	Cdl	dn	a*Gn*dn	
-2	4	-0,167	0,986	4.41	0,65	0	5,88	0,839	5,79	-0,98	4,86	0,00	62,095	73,0	
-1	6,31	-0,083	0,9965	6.95	5,22	0	74,44	0,839	74,18	-6,20	62,24	0,00	62,095	924,5	
0	6,31	0	1	6.95	9,15	0	130,48	0,839	130,48	0,00	109,48	0,00	62,095	1620,5	
1	6,31	0,0833	0,9965	6.95	12,44	0	177,40	0,839	176,78	14,78	148,32	0,00	62,095	2203,2	
2	6,31	0,1667	0,986	6.95	15,09	0	215,19	0,839	212,18	35,87	178,02	0,00	62,095	2672,5	
3	6,31	0,25	0,9682	6.95	17,06	0	243,29	0,839	235,56	60,82	197,64	0,00	62,095	3021,4	
4	6,31	0,3333	0,9428	6.95	18,31	0	261,11	0,839	246,18	87,04	206,54	0,00	62,095	3242,7	
5	6,31	0,4167	0,9091	6.95	18,73	0	267,10	0,839	242,81	111,29	203,72	0,00	62,095	3317,1	
6	6,31	0,5	0,866	6.95	18,17	0	259,12	0,839	224,40	129,56	188,27	0,00	62,095	3218,0	
7	6,31	0,5833	0,8122	6.95	16,36	0	233,30	0,839	189,50	136,09	158,99	0,00	62,095	2897,4	
8	6,31	0,6667	0,7454	6.95	12,75	0	181,82	0,839	135,52	121,22	113,70	0,00	62,095	2258,1	
9	6,31	0,75	0,6614	6.95	5,98	0	85,28	0,839	56,41	63,96	47,32	0,00	62,095	1059,1	
$\sum Gn*cos*tgQ$								1619,10	$\sum a*Gn*dn$			420,1			
$\sum Gn*sin$								753,4							
										kas=	1,38				
										kss=	2,15				

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus aval)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
92.61	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°	bn	SIN	COS	dl	h1	h2	Gn	tg	Gn*cos	Gn*SIN	Gn*cos*tgQ	Cdl	dn	a*Gn*dn
-1	2,57	-0,091	0,9959	4,15	0,89	0,3	7,03	0,839	7,00	-0,64	5,87	0,00	91,83	129,1
0	9,26	0	1	14,97	4,01	0,49	94,85	0,839	94,85	0,00	79,58	0,00	91,83	1742,1
1	9,26	0,0909	0,9959	14,97	9,34	0,2	199,93	0,839	199,10	18,18	167,04	0,00	91,83	3671,9
2	9,26	0,1818	0,9833	14,97	13,22	0	276,66	0,839	272,05	50,30	228,25	0,00	91,83	5081,2
3	9,26	0,2727	0,9621	14,97	16,11	0	337,14	0,839	324,36	91,95	272,14	0,00	91,83	6192,0
4	9,26	0,3636	0,9315	14,97	17,95	0	375,65	0,839	349,93	136,60	293,59	0,00	91,83	6899,2
5	9,26	0,4545	0,8907	14,97	18,52	0	387,58	0,839	345,23	176,17	289,64	0,00	91,83	7118,3
6	9,26	0,5455	0,8381	14,97	17,74	0	371,26	0,839	311,16	202,50	261,07	0,00	91,83	6818,5
7	9,26	0,6364	0,7714	14,97	15,1	0	316,01	0,839	243,76	201,10	204,52	0,00	91,83	5803,8
8	9,26	0,7273	0,6863	14,97	9,8	0	205,09	0,839	140,76	149,16	118,10	0,00	91,83	3766,7
9	4,56	0,8182	0,575	7,37	5,67	0	58,43	0,839	33,60	47,81	28,19	0,00	91,83	1073,2

$\sum Gn*cos*tgQ$	1948,00	$\sum a*Gn*dn$	521,5
-------------------	---------	----------------	-------

$\sum Gn*sin$	1073,1
---------------	--------

kas=	1,22
kss=	1,82

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus aval)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
101.85	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°	bn	SIN	COS	dl	h1	h2	Gn	tg	Gn*cos	Gn*SIN	Gn*cos*tgQ	Cdl	dn	a*Gn*dn
-1	9,59	-0,091	0,9959	17,05	2,27	0,1	51,51	0,839	51,30	-4,68	43,04	0,00	142,96	1472,8
0	10,185	0	1	18,11	8,07	0,1	188,21	0,839	188,21	0,00	157,91	0,00	140,46	5287,2
1	10,185	0,0909	0,9959	18,11	13,89	0,1	322,18	0,839	320,84	29,29	269,19	0,00	136,35	8785,7
2	10,185	0,1818	0,9833	18,11	19,06	0	438,72	0,839	431,41	79,77	361,95	0,00	132,02	11584,1
3	10,185	0,2727	0,9621	18,11	22,24	0	511,92	0,839	492,52	139,62	413,22	0,00	126,80	12982,4
4	10,185	0,3636	0,9315	18,11	24,25	0	558,19	0,839	519,98	202,98	436,26	0,00	120,74	13479,1
5	10,185	0,4545	0,8907	18,11	24,93	0	573,84	0,839	511,13	260,84	428,84	0,00	114,50	13141,0
6	10,185	0,5455	0,8381	18,11	24,02	0	552,89	0,839	463,40	301,58	388,80	0,00	107,08	11840,8
7	10,185	0,6364	0,7714	18,11	21,1	0	485,68	0,839	374,65	309,07	314,33	0,00	103,01	10006,0
8	10,185	0,7273	0,6863	18,11	14,88	0	342,51	0,839	235,08	249,10	197,23	7,24	95,56	6546,0
9	10,185	0,8182	0,575	18,11	4,92	0	113,25	0,839	65,11	92,66	54,63	7,24	47,78	1082,2
									$\sum Gn*cos*tgQ$	3065,40	14,48	$\sum a*Gn*dn$	944,6	
									$\sum Gn*sin$	1660,2				

kas=	1,18
kss=	1,85

Cas de calcul de la stabilité		Fin de construction (Talus aval)					
R	a	$\gamma_1$	$\gamma_2$	C	C'	$\tau\gamma\theta=$	$\tau\gamma\theta' =$
109.62	0.2	2.26	2.41	0	0.4	0.839	0.364

N°	bn	SIN	COS	dl	h1	h2	Gn	Gn*cos	Gn*SIN	Gn*cos*tgQ	Cdl	dn	a*Gn*dn
-1	4,92	-0,091	0,9959	9,41	1,75	0,1	20,64	20,56	-1,88	17,25	0,00	160,02	660,7
0	10,96	0	1	20,97	5,53	0,1	139,62	139,62	0,00	117,14	0,00	158,12	4415,3
1	10,96	0,0909	0,9959	20,97	12,21	0,1	305,08	303,81	27,73	254,90	0,00	154,37	9419,0
2	10,96	0,1818	0,9833	20,97	16,74	0	414,64	407,73	75,39	342,09	0,00	149,27	12378,8
3	10,96	0,2727	0,9621	20,97	20,17	0	499,60	480,66	136,26	403,28	0,00	145,26	14514,5
4	10,96	0,3636	0,9315	20,97	22,33	0	553,11	515,24	201,13	432,29	0,00	138,05	15271,2
5	10,96	0,4545	0,8907	20,97	22,29	0	552,11	491,78	250,96	412,60	0,00	131,01	14466,5
6	10,96	0,5455	0,8381	20,97	22,08	0	546,91	458,39	298,32	384,59	0,00	123,12	13467,2
7	10,96	0,6364	0,7714	20,97	18,94	0	469,14	361,89	298,54	303,62	0,00	113,90	10686,9
8	10,96	0,7273	0,6863	20,97	11,22	0	277,91	190,75	202,12	160,04	8,39	110,50	6141,9
9	1,88	0,8182	0,575	3,60	5,65	0	24,01	13,80	19,64	11,58	1,44	55,25	265,3

$\sum Gn*cos*tgQ$	2839,37	$\sum a*Gn*dn$	927,6
$\sum Gn*sin$	1508,2		

kas=	1,17
kss=	1,89