

REPUBLIQUEALGERIENNEDEMOCRATIQUEETPOPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENTSUPERIEURETDE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALESUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-  
DEPARTEMENTAMENAGEMENTETGENIEHYDRAULIQUE

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Envuede l'obtentiondudiplôméd'Ingénieur d'Etat enHydraulique*

**THEMEDUPROJET:**

**ETUDE D'UNPETITBARRAGESUR OUEDSIDI SALEM  
COMMUNE DE TADJNA (W.CHLEF)**

**PRESENTE PAR :**

**BOUKHEDIA Khadidja**

**Devantles membresdujury**

<b>Nomet Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité Mr</b>
<b>B.BENLAOUKLI</b>	<b>M.C.(A)</b>	<b>Président</b>
<b>M.D BENSALAH</b>	<b>M.A.(A)</b>	<b>Examineur</b>
<b>N.SAIL</b>	<b>M.A.(A)</b>	
	<b>ExaminatriceA.ZEROUAL M.A.(A)</b>	
	<b>Examineur</b>	
<b>M.HASSANE</b>	<b>M.C.(B)</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre 2016**



# ***Remerciement***

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

**Je remercie fortement mon promoteur : Mr M.HASSANE de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux Dans le but de mener à bien ce travail.**

**Je voudrais aussi dire un grand merci aux membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce mémoire, de me faire part de leurs remarques pertinentes qui me permettront d'enrichir ce travail et m'ouvriront sans nul doute de nouvelles pistes.**

**Je tiens à remercier aussi :**

**Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH**

**Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à tous mes proches et amis qui m'ont soutenu et encouragé avec leur générosité naturelle mais combien précieuse tout au long de nos belles années universitaires et particulièrement durant la réalisation de ce mémoire.**

**A toutes et à tous, je voudrais dire Merci.**

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma très chère Mère et mon très cher Père qui  
m'ont toujours encouragé pour que je réussisse  
dans mes études*

*A eux que j'aime et que je respecte infiniment,  
Le jour est venu pour leur dire Merci...*

*A mes chères soeurs Amina, Hadjer, Fatima et  
mes frères Amine et Sid Ahmed.*

*A toute la famille BOUKHEDIA .*

*Je dédie également ce travail à mes amis Nesrine  
, Fatiha, Kenza, Ilham, Bouthaina*

*Et Mohsen,*

*Mes derniers remerciements, et ce ne sont pas les  
moindres, vont à tous ceux qui ont contribué de près  
ou de loin à l'aboutissement de ce travail.*

## ملخص:

الماء ضروري لتطوير الزراعة في سياق سيورته وتأثيره الايجابي على اقتصاد البلدان وخلق فرص العمل, وتحسين الظروف المعيشية لسكان الريف وذلك بتغطية العجز في مياه السقي و الشرب.

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد سيدي سالم (ولاية شلف) لإنشاء سد من أجل سقي ما يقارب 70 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة.

بعد الدراسة الجيولوجية و الهيدرولوجية المعمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه حوالي 15 متر و سعة تقدر ب 0.45 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 300 متر و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنتاج قمنا بشرح و تنظيم جميع المراحل.

## ***Résumé :***

L'eau est essentielle pour le développement de l'agriculture dans le cadre de sa durabilité avec un impact positif sur l'économie d'un pays, la création d'emplois, l'amélioration des conditions de vie des populations rurales.

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued sidi Salem (Wilaya de Chlef) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à irriguer environ 70 ha.

Après avoir élaboré une étude géologique, suivie d'étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné un ouvrage de rétention d'une hauteur de 15 m, et une capacité de 0,45 million m<sup>3</sup> sur une longueur de 300 m ; une étude de vérification de stabilité et une organisation de chantier viennent clore notre mémoire.

## ***Abstract:***

In the present work we have done a complete technical study about Oued Sidi Salem (Wilaya of Chlef) for the establishment of a small dam, intended for supplying with soft irrigation.

After having made a geological study, followed by a hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; we also consider the organization of the work site.

## *Table de matière*

Introduction générale	1
<b><i>Chapitre I : Etude Topographique</i></b>	
Introduction	3
I.1 Le choix du site d'un barrage	3
I.2 Localisation de la wilaya de chlef	3
I.3 Localisation géographique de la retenue	4
I.4 Le bassin versant	4
I.4.1 Délimitation	4
I.4.2 Hydrographie	5
Conclusion	6
<b><i>Chapitre II : Etude géologique et géotechnique</i></b>	
II.1.1 But des travaux de reconnaissance	8
II.1.2 Cadre morphologique et géologique du bassin versant	8
II.1.3 Analyse litho-stratigraphique	10
II.1.4 Géologie du site	10
II.1.5 Matériaux de construction	11
II.1.6 Sismicité de la zone d'étude	12
II.2.1 reconnaissance in-situ	14
II.2.2 essais de laboratoire	16
II.2.3 carrière d'emprunt	17
Conclusion	20
<b><i>Chapitre III : Etude hydrologique</i></b>	
Introduction	22
III.1 Situation du bassin versant	22
III.2 Caractéristiques géométriques	22
III.3 Caractéristiques hydrographique du bassin versant	30
III.4 Caractéristiques climatiques du bassin versant	34
III.5 Etude des précipitations	37
III.5.1 Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles	38
III.5.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année	39
III.6 Ajustement des précipitations maximales journalières	40
III.6.1 Choix de la loi l'ajustement	40
III.6.2 Teste de validité de l'ajustement	42
III.7 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences	44
III.8 Evaluation des apports liquides	47
III.8.1 la méthode d'analogie	47
III.8.2 Calcul des Apports fréquentiels	49
III.8.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	59
III.9 Transport solide et détermination du volume mort	51
III.9.1 Formule de Fournier	52
III.9.2 Formule de TIXERONT	52
III.10 Etude des crues	53

III.11 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky.....	57
III.12 Choix de la crue projet.....	59
III.13 Régularisation de l'écoulement .....	60
III.13.1 Courbes caractéristiques de la retenue.....	60
III.13.2 Répartition des besoins .....	62
III.13.3 Calcul du volume utile .....	62
III.14 Laminage des crues .....	69
III.14.1 Méthode de Kotcherine.....	70
III.14.2 La méthode de HILADERBLAT .....	74
III.15 Etude d'optimisation.....	77
III.15.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	77
III.15.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues .....	80
Conclusion .....	83

#### *Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES*

VI.1. Généralités.....	85
VI.2. Le choix du site du barrage .....	85
VI.3. Le choix du type de barrage.....	86
VI.4 les variantes à choisir .....	86
VI.5. Objectif de l'étude des variantes .....	87
VI.6. Définition du profil général de la retenue.....	87
VI.6.1 Hauteur de la retenue.....	87
VI.6.2 Largeur en crête.....	88
VI.6.3 La longueur de la crête.....	88
VI.6.4 Choix des pentes des talus.....	88
VI.6.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	88
VI.6.6 Etanchéité du barrage.....	89
IV.7. Calcul du volume des différents matériaux.....	93
IV.7.1 barrage homogène .....	93
IV.7.2 barrage zoné .....	96
IV.7.3 Barrage en enrochement avec masque en béton .....	96
IV.8 conclusion .....	96

#### *Chapitre V : ETUDE DETAILLEE DE LA VARIANTE CHOISIE*

INTRODUCTION .....	98
V-1- Etude de la variante retenue .....	98
V-1-1-Définition du profil général du barrage .....	98
V-1-2-Conception de la digue .....	98
V-2- Calcul des filtres .....	99
V-2-1-Règles des filtres .....	99
V-2-2-Détermination de la courbe granulométrique des filtres .....	99
V-3- Etude des infiltrations .....	101
V-3-1-Objectif de calcul d'infiltration .....	101
V-3-2-Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre .....	101
V-3-3- Positionnement de la ligne de saturation .....	102
V-3-4- Calcul du débit de fuite par infiltration .....	103
V-3-5-Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	104
V-4-Etude de stabilité .....	105
V-4-1-Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) .....	105
V-4-2- Méthode de FELLENIUS.....	106
V- 4-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches).....	107

V- 4-4- Les caractéristiques géotechniques des sols .....	109
V-4-5-Calcul des forces appliquées à chaque tranche .....	109
V-4-6-Classement des forces .....	110
V-4-7-Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	110
Conclusion.....	111

### *Chapitre VI : Ouvrages annexes*

Introduction.....	113
VI-1- Les évacuateurs de crues.....	113
VI-1-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	113
VI-1-2- Différents types des évacuateurs de crues. ....	113
VI-1-3 Choix de la variante .....	115
VI-1-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	115
A-Canal d'approche .....	115
B-Le déversoir .....	117
C- Chenal d'écoulement.....	118
D-Transition (convergent).....	120
E-Le coursier .....	122
F-Bassin de dissipation .....	124
G-Canal de restitution .....	125
VI-1-5 Conception de l'évacuateur de crues (les murs bajoyers) .....	127
VI-2 Ouvrage de vidange.....	128
VI-3- La prise d'eau.....	130
Conclusion .....	131

### *Chapitre VII : Organisation de chantier*

Introduction.....	133
VII-1 Organisation technique de préparation.....	133
VII-2 Les intervenants sur chantier.....	134
VII-3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	135
VII-4 Ordre d'exécution des travaux.....	135
VII-5 Les moyens de chantier .....	135
VII-6 L'implantation de l'ouvrage.....	136
VII-7 Planification.....	138
VII-7-1 Définition.....	138
VII-7-2 Techniques de la planification.....	138
VII-7-3 Méthodes basées sur le réseau. ....	138
VII-7-4 Construction du réseau.....	139
VII-7-5 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	139
VII-7-6 Attribution des durées de chaque opération.....	140
Conclusion générale .....	145
Annexe .....	146

## *Liste des tableaux*

Tableaux II-1 résultats des essais de cisaillement à la boîte et au triaxial .....	16
Tableau II-2 résultats des essais de résistance au cisaillement à la boîte .....	18
Tableau II-3 résultats des essais de perméabilité à l'oedomètre .....	19
Tableau III.1 Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant.....	25
Tableau III.2 détermination des altitudes moyennes et des surfaces partielles .....	27
TableauIII.3 les longueurs des courbes de niveaux. ....	28
Tableau III.4 Détermination de l'indice de pente de Roche Ip.....	29
Tableau III.5 résultats de calcul du temps de concentration.....	32
Tableau III-6 Evaluation du profil en long.....	32
Tableau III.7 Récapitulatif des caractéristiques physiographiques du bassin versant.....	33
TableauIII.8 Différents types de températures-région de CHLEF.....	34
TableauIII.9 vitesse moyenne du vent en (m/s) région de CHLEF.....	35
TableauIII.10 nombre de jour de neige : période 1991/91 – 2001/02.....	35
TableauIII.11 Nombre de jours de gelée ( 1990-2001) .....	35
TableauIII.12 humidité relative moyenne à CHLEF (1990-2002) .....	36
Tableau III.13 la répartition mensuelle de l'évaporation 1963-1992.....	36
TableauIII.14 Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques.....	37
TableauIII.15 station pluviométrique disponibles à proximité de la zone d'étude.....	37
TableauIII.16 Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.....	39
Tableau III.17 Caractéristiques statistiques de la série des pluies utilisée.....	40
Tableau III-18 Résultats du test d'adéquation .....	42
Tableau III.19 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour (Galton).....	43
Tableau III.20 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	43
TableauIII.21 : les pluies maximales fréquentielles .....	44
TableauIII.22 les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences .....	45
TableauIII.23 La répartition des apports de la station de sidi Akacha.....	47
TableauIII.24 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	48
Tableau III-25 : Récapitulatif des coefficients de variation de l'écoulement calculés.....	50
Tableau II.26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	51
TableauIII.27 débits maximums par Mallet –Gauthier.....	54
TableauIII.28 débits maximums par Turazza.....	54
Tableau III.29 La répartition des surfaces débitantes.....	56
TableauIII.30 Calcul des débits maximum de crue.....	56

Tableau III.31 le débit max de chaque période de retour.....	56
TableauIII.32 Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes.....	57
TableauIII.33 Récapitulatif des résultats des Hydrogramme de crues.....	58
Tableau III.34 Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet)	59
Tableau III.35 Caractéristiques topographiques de la retenue. ....	61
TableauIII.36 Répartition mensuelle des besoins. ....	62
TableauIII.37 les résultats de calculs.....	63
TableauIII.38 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm <sup>3</sup> ) .....	64
Tableau III.39 Estimation des pertes par infiltration.....	65
TableauIII.40 Les volumes des pertes dans la retenue .....	66
TableauIII.41 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm <sup>3</sup> ) .....	67
TableauIII.42 Les volumes des pertes dans la retenue (2eme approximation) .....	68
TableauIII.43 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm <sup>3</sup> ).....	69
TableauIII.44 données de départ .....	71
TableauIII.45 détermination du $V_{ch}$ , $V_{moy}$ et la charge globale $H_0$ en fonction de $b$ et $H$ .....	71
TableauIII.46 détermination de $Q$ et $q_{laminé}$ en fonction de $H_d$ et la largeur du déversoir $b$ .....	72
TableauIII.47 volume et débit déversant pour $b = 22$ m .....	75
Tableau III.48 Calcul de l'hydrogramme laminé .....	76
Tableau III.49: Calcul de la hauteur de la retenue.....	79
Tableau III.50 : Calcul de largeur en crête.....	79
Tableau III. 51 Calcul des volumes de la digue.....	79
Tableau III-52 Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes ...	80
Tableau III-53 Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes ...	81
Tableau III.54 Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	81
Tableau II-55 : Tableau récapitulatif des prix totaux .....	82
Tableau III.56 Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage .....	83
Tableau VI.01 : valeurs indicatives des fruits de talus. ....	88
Tableau VI.02 : Epaisseur de l'enrochement en fonction de la hauteur de la vague. ....	89
Tableau IV.03: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	90
Tableau IV.4:Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	90
Tableau IV-5 volume de recharge (Argile) .....	94
Tableau IV-6 volume du rip-rap .....	94
Tableau IV-7 Volume de sable et gravier.....	95
Tableau IV-8 Volume de sable et gravier.....	95
Tableau IV -09 résultats de calcul du barrage homogène .....	95
Tableau IV -10 résultats de calcul du barrage zoné .....	96

Tableau IV -11 résultats de calcul du barrage en enrochement avec masque en béton.....	96
Tableau V-3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY .....	103
Tableau V-4 : Classification des barrages .....	105
Tableau V-5 : Gradient admissible à travers le remblai terreux .....	105
Tableau V-6 : Coefficient de stabilité admissible des talus. ....	106
Tableau V-7 : Les différentes valeurs de $K_1$ et $K_2$ .....	107
Tableau V-8 : Caractéristique géotechnique .....	109
Tableau V-9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement .....	110
Tableau VI-1 Calcul du profil de déversoir de type Creager.....	118
Tableau VI-2 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	123
Tableau VII-1 :Types de chantiers Selon les installations d'accueil .....	134
Tableau VII-02:Symboles des opérations.....	141
Tableau VII-3 : Planning de travaux.....	143
Tableau VII -4 :Diagramme de Gant.....	144

## *Liste des figures*

Figure I-1 : localisation de la commune de Tadjena.....	4
Figure I-2 : Localisation du bassin versant de l'Oued SIDI SALEM .....	5
Figure II-1 carte structurale du bassin versant de l'oued Sidi Salem.....	9
FigureII.2 carte de localisation du site et zone d'emprunt oued Sidi Salem.....	11
Figure II.3 Carte géologique locale (extrait de la carte géologique de l'Algérie .....	12
Figure II.4 Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.....	13
FigureIII.1 Rectangle équivalent.....	24
FigureIII.2 répartition des courbes de niveaux du bassin versant de l'oued SIDI SALEM.....	25
FigureIII.3 Courbe hypsométrique.....	26
Figure III.4 réseau hydrographique.....	30
Figure III.5 profil en long de l'oued principal.....	33
FigureIII.6 La répartition mensuelle des températures moyennes.....	35
FigureIII.7 répartition mensuelle de l'humidité relative.....	36
FigureIII.8 répartition mensuelle de l'évaporation.....	37
FigureIII.9 Répartition mensuelle des précipitations.....	39
Figure III.10 représentation graphique de la loi log-normale (Galton).....	43
FigureIII.11 Représentation des précipitations en fonction du temps pour les différentes fréquences.....	46
FigureIII.12 représentation des intensités en fonction du temps pour les différentes fréquences.....	46
FigureIII.13 Répartition mensuelle de l'apport moyen de site.....	48
FigureIII.14 Apports mensuels calculés (Fréquence : 80%).....	51
Figure III. 15 Répartition des isochrones du bassin versant.....	55
FigureIII.16 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	58
FigureIII.17 hydrogramme de crue du projet.....	59
FigureIII.18 Courbes Capacité –Hauteur .....	61
FigureIII.19 Courbes Surface - Hauteur.....	62
FigureIII.20 courbes $H = f(Q, q_{lam})$ .....	73
Figure III.21 COURBES $V = f(Q, q)$ .....	73
FigureIII.22 Courbe des débits déversant.....	75
Figure III.23 hydrogramme de débit entrant et débit sortant.....	77
Figure III.24 Optimisation de la largeur d'évacuateur de crues.....	82
Figure IV.1. Barrage en terre homogène.....	87

Figure IV.2. Barrage en terre zoné .....	87
Figure IV.3. Barrage en enrochement avec masque en béton.....	87
Figure IV.4. Coupe d'un prisme de drainage.....	91
Figure IV.5. Coupe d'un tapis de drainage .....	92
Figure IV.6. Schéma d'un drain vertical.....	92
Figure V-1 : Positionnement de la ligne de saturation.....	103
Figure V-2 : Arc de cercle de glissement tranche selon la méthode de Fellenius.....	107
FigureV-3:Zoneducentredu cerclecritiqueselon le principedeFondeev.....	108
FigureVI-1 Profil du déversoir du type Creager.....	118
FigureVI-2 Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier .....	123
FigureVI-3 Bassin de dissipation type I_USBR[12].....	125
FigureVII-1:Lelien contractuel entreles acteurstraditionnels d'un chantier.....	134
FigureVII-2Réseauàncœud.....	142

## *Liste des planches*

**Planche 1/7** : Vue en plan de l'aménagement sur Oued SIDI SALEM commune de Tadjna wilaya de CHlef.

**Planche 2/7** : coupe géologique suivant l'axe du barrage et Profil en long de la digue sur oued SIDI SALEM.

**Planche 3/7** : Les variantes de la digue du petit barrage.

**Planche 4/7** : Coupes en travers de la digue du petit barrage.

**Planche 5/7** : Profil en long de l'évacuateur de crues.

**Planche 6/7** : Profil en long de la vidange de fond du petit barrage .

**Planche 7/7** : Schéma de calcul de la stabilité.

# INTRODUCTION GENERALE

L'eau un élément de survie, un produit indispensable aux besoins domestiques et un facteur de production déterminant dans un développement durable, sa carence, la transforme aussitôt, en facteur de nuisance, de déstabilisation et de frein au développement.

La sécheresse que connaît notre pays depuis deux décennies a engendré un déficit remarquable en eau superficielle et accentué le rabattement du niveau piézométrique des nappes souterraines.

Devant cette situation socio-économique, l'état algérien a décidé d'implanter le maximum d'ouvrages hydrotechniques afin de mobiliser les eaux superficielles et d'encourager la production agricole.

Dans cette optique, la wilaya de Chlefa a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le petit barrage sur l'Oued Sidi Salem qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de la région.

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée 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 et 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 détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, les ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

***Chapitre II***  
***Etude Topographique***

**Chapitre I :****Etude topographique****Introduction**

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour l'avant-projet (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

Cette étude est une mission capitale car c'est la reconnaissance du terrain qui détermine le bon choix du site de la digue. Ce site doit satisfaire deux (02) conditions fondamentales :

- Une assez large cuvette.
- Un étranglement au niveau de l'oued permettant un minimum de cubature de digue.

Sur la carte d'Etat-major, notre site se trouve à l'exutoire du bassin versant d'Oued SIDI SALEM.

**I.1 Le choix du site d'un barrage**

Le choix de site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site de barrage, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes, facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologique et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

**I.2 Localisation de la wilaya de chlef :**

La wilaya de Chlef est située dans le Tell occidental à 200 km (jusqu'à 300 km pour les communes du nord-ouest) à l'ouest d'Alger. et s'étend sur une superficie totale de 4074 km<sup>2</sup>. Elle est délimitée :

- Au nord, par la mer Méditerranée;
- Au sud, par la wilaya de Tissemsilt;
- A l'est, par les wilayas de Aïn Defla et Tipaza;

- A l'ouest, par les wilayas de Mostaganem et Relizane.

### I.3 Localisation géographique de la retenue

Le site du petit barrage sur l'Oued Sidi Salem, se situe au N.W. du village de "TADJENA", à environ 6 à 7 Km de ce dernier.

A partir du village de Tadjena, on peut emprunter le chemin sortant du côté Ouest du village.

L'accès peut se faire sur cette route sus citée, localisée de part et d'autre sur les deux rives de l'oued considéré.

Pendant la saison des pluies, cette route est sujette à des interruptions au point de rencontre de ce chemin et l'oued Takouka et Sidi Salem (aval du site de retenue) presque toute La région a un relief accentué; et le déplacement dans l'aire du réservoir peut se faire en voiture et à pied.



Figure I-1 : localisation de la commune de Tadjena(Source : Google map )

### I.4 Le bassin versant

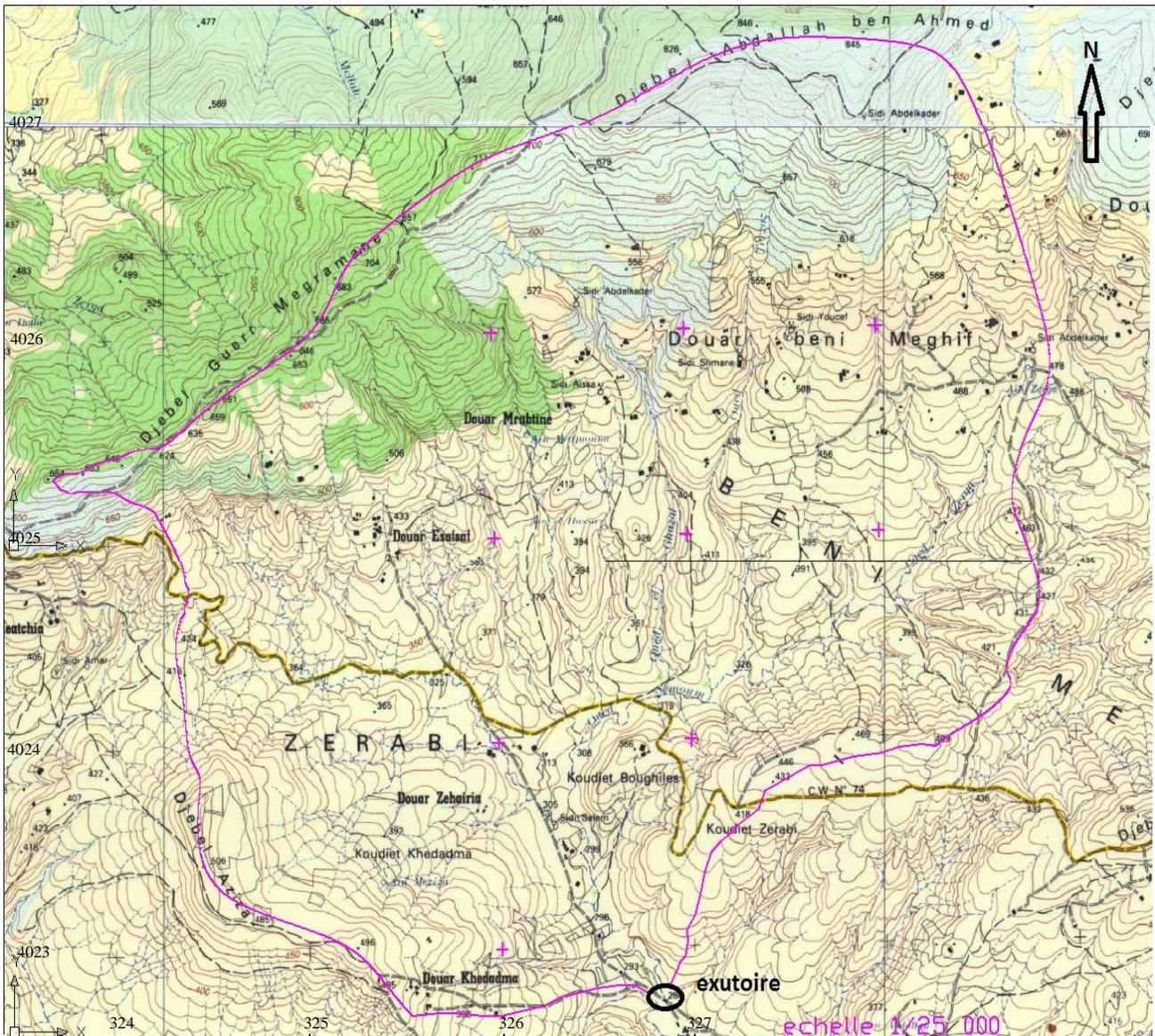
#### I.4.1 Délimitation

Le bassin versant est déterminé à partir de la délimitation par le logiciel de Map info et d'après la carte d'état-major **Tenes NJ 31 II 53** et la carte d'état-major **Tenes NJ 31 II 51** échelle **1/25 000**. Le site du petit barrage dont les coordonnées de projection et quadrillage UTM fuseau 31 présentées ci-dessous :

$$X = 326.731 \text{ Km}$$

$$Y = 4022.775 \text{ Km}$$

$$Z = 293 \text{ m}$$



**Figure I-2 :** Localisation du bassin versant de l'Oued SIDI SALEM à partir de la Carte topographique Ténès NJ 31 II 53 et Ténès NJ 31 II 51 échelle 1/25 000.

### I.4.2 Hydrographie

L'observation morphologique et l'examen du réseau hydrographique qui se présente sous forme d'une digitation dense, montrent la coexistence d'un drainage normal vers l'oued Sidi Salem avec des chabets sans écoulement.

Il s'agit d'une région de petites montagnes dont l'altitude décroît, son point culminant 829 m (Djebel Abdallah Ben-Ahmed), L'axe projeté s'oriente dans la direction N.E/ S.W.

Dans l'ensemble, la région est nue seulement la partie Nord du bassin versant qui est boisée de chênes, pins de façon moins dense.

Pendant les mois d'étiages, l'oued est pratiquement sec. Pendant les mois de pluies, Certaines régions de l'oued recouvrent des précipitations torrentielles.

Les principales ressources essentiellement agricoles sont les céréales.

Les seules infrastructures importantes existantes dans ce site sont les habitations stationnées en amont et aval du site de retenue.

**Conclusion**

D'après les travaux exécutés sur le site de la future retenue de l'Oued SIDI SALEM de la commune de TDJNA représentés par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/500<sup>ème</sup> (voir la planche N<sup>o</sup>1) on peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour l'implantation définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

***Chapitre II***  
***Etude Géologique Et***  
***Géotechnique***

## **Chapitre II :**

### **Etude géologique et géotechnique**

#### **II.1.1 But des travaux de reconnaissance**

Le but de la Campagne des travaux de reconnaissance pour l'étude est de décrire géologiquement le site d'implantation du barrage afin de:

- confirmer la faisabilité d'un barrage-poids ou d'un barrage en remblai;
- fournir des éléments de dimensionnement du barrage et du bassin de dissipation;
- permettre de chiffrer les travaux d'excavation, consolidation et étanchéité;
- permettre de confirmer la disponibilité de matériaux de construction.

Les principaux paramètres géotechniques de la fondation à déterminer sont sa résistance, sa déformabilité et sa perméabilité.

#### **II.1.2 Cadre morphologique et géologique du bassin versant**

Dans la partie Ouest du bassin versant, s'étend le massif accidenté des Ouled Abdellah.

Au Nord, se détache un chaînon qui s'infléchit vers l'Est, formé par les Djebels : Guerra Megraman (702 m), Abdellah Ben Ahmed (829 m), Ouamchach (812 m).

La partie Sud et Est de cette chaîne littorale est assez monotone, les crêtes gréseuses du Medjanien sont bien boisées, mais les pentes marneuses sont nues ou couvertes d'une maigre végétation.

Au Sud s'étend une Large dépression, constituée de marnes du Miocène formant les plaines de Chlef, ces plaines limitent au Nord une sorte de long et étroit plateau gréseux, fortement démantelé qui se relie au SW au massif des Baach par le Djebel Ouamchach.

Sur tout son pourtour ce plateau est limité par un escarpement remarquable dû à des failles qui permettent aux grès carteniens de faire saillie au-dessus des marnes de même âge.

Dans toutes, ces parties de cette chaîne littorale montre une brusque inflexion.

Toutes Les formations sédimentaires forment en effet des bandes d'abord orientée du S.W au N.E et qui infléchissent ensuite plus ou moins brusquement vers l'Est. Ce fait est surtout bien marqué par la bande synclinale Miocène des Beni Merzoug et par la bande anticlinal sénonienne des Ouamchach.

La zone anticlinale de l'Ouamchach se poursuit entre les deux zones effondrées Miocènes de l'Ouled Abdellah (l'Ouest du site de retenue), et de l'oued Tarzout (Nord du site).

La bordure Sud de la chaîne littorale est limitée par un réseau de failles et de contacts anormaux qui la sépare du bassin helvétien- celui-ci se montre ainsi comme une zone effondrée.

Il faut remarquer que si les plissements de la chaîne littorale sont orientés du S.W au N.E., les parties effondrées ont une direction générale E.W. c'est aussi celle des grandes plaines effondrées de l'Algérie occidentale : Plaine de chlef, de mitidja, de l'Habra.

Comme ceux au Nord de Chlef à tedjenaou d'énormes lambeaux de grés pliocène ont glissé sur les marnes, leurs bancs présentent des plongements très accusés dans toutes les directions et simulant des plis compliqués.

Ces terrains néogènes du flanc Sud du dahra que nous venons de décrire, forment la couverture discordante de la Dorsale antémioène contre laquelle ils viennent se relever, sont plissés en une série d'anticlinaux et synclinaux plus ou moins complexe.

Ces structures d'axes E.N. E/W.S.W sont plus ou moins faillées et déversées vers le sud et se relaient en échelon.

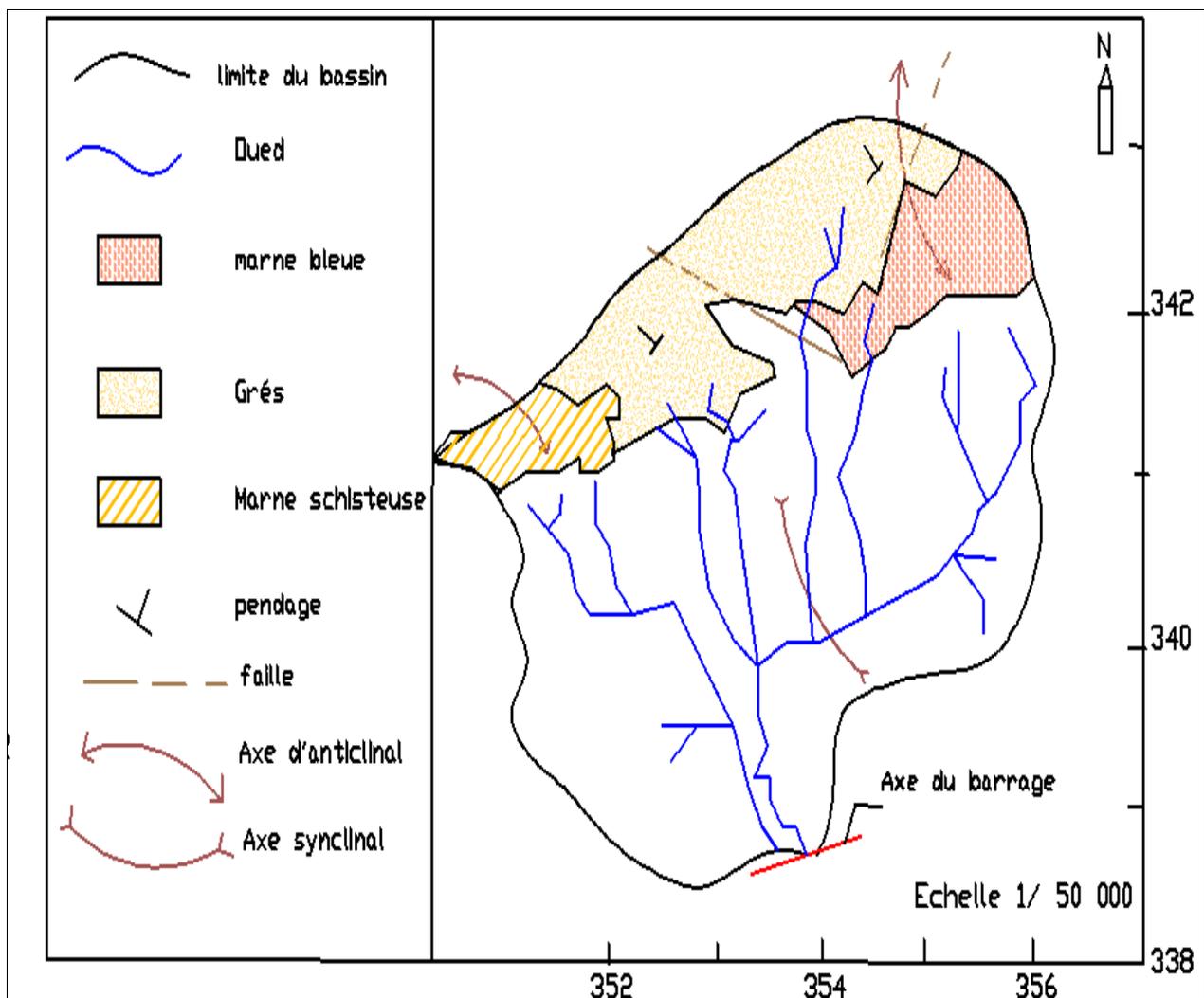


Figure II-1 carte structurale du bassin versant de l'oued Sidi Salem

### II.1.3 Analyse litho-stratigraphique:

Du point de vue Litho stratigraphique, le bassin versant du futur petit barrage de l'oued Sidi Salem, est constitué de trois ensembles; dont la répartition conditionne les principaux aspects Morphologiques de la région.

- Formation du Quaternaire
- Formation du miocène – couverture
- Formation du crétacé – substratum

#### 1) Formation des alluvions – Quaternaire

Dépôt fluviale, constitué essentiellement de limon de l'argile, marne, gravier et éboulis en bordure du lit des oueds.

#### 2) Formation de la couverture – Miocène

Marnes bleutées du Miocène marin, c'est une division inférieure la plus importante de groupe tellien, c'est à dire du Miocène supérieur dans le bassin de Chlef.

L'ensemble de marnes bleutées oxydées à l'air et à cassure conchoïdale, elle affleure dans l'ensemble du bassin versant de l'oued considéré occupant la majorité de ce bassin.

En surface ces marnes perdent leurs caractéristiques (couleur, composition minéralogique)

Cette plaine du bassin versant de l'oued Sidi salem est limitée au Nord par une sorte de long et étroit plateau gréseux, fortement démantelé et par un escarpement remarquable.

#### 3) Formation du crétacé - Substratum -

Affleure essentiellement sur la partie Nord du bassin Versant de l'oued considéré (Djebel Guerra megramanDjbelouamchach).

L'affleurement du crétacé est très restreint par rapport la surface du bassin versant de l'oued, ce crétacé est constitué de marnes schisteuses à bancs quartzitiques de couleur vert à gris noirâtre.

### II.1.4 Géologie du site

Le petit barrage sur l'oued Sidi Salem dans le site des plaines de Beni Merzoug, se situe sur un étranglement des rives de l'oued, formé par une dorsale de sédiments marneux.

L'accès au site du petit barrage peut se faire par la route en terre sur la rive gauche. Tout à un relief accentué, et le déplacement dans l'aide du réservoir peut se faire partiellement en voiture et à pieds. La zoné de l'axe du petit barrage, y compris la zone des dorsales moyennement escarpées, qui forment l'étranglement de l'oued considéré est constituée de marnes bleues, ces marnes affleurent sur la rive gauche de l'oued Sidi Salem dures à cassure conchoïdale.

Toutes la région de l'axe de la digue projeté est constitué essentiellement de marne bleue, recouvert d'une argile de couleur beige à verdâtre, elle demeure plus plastique. Ainsi que la cuvette est formée de marne éboulis d'oued.

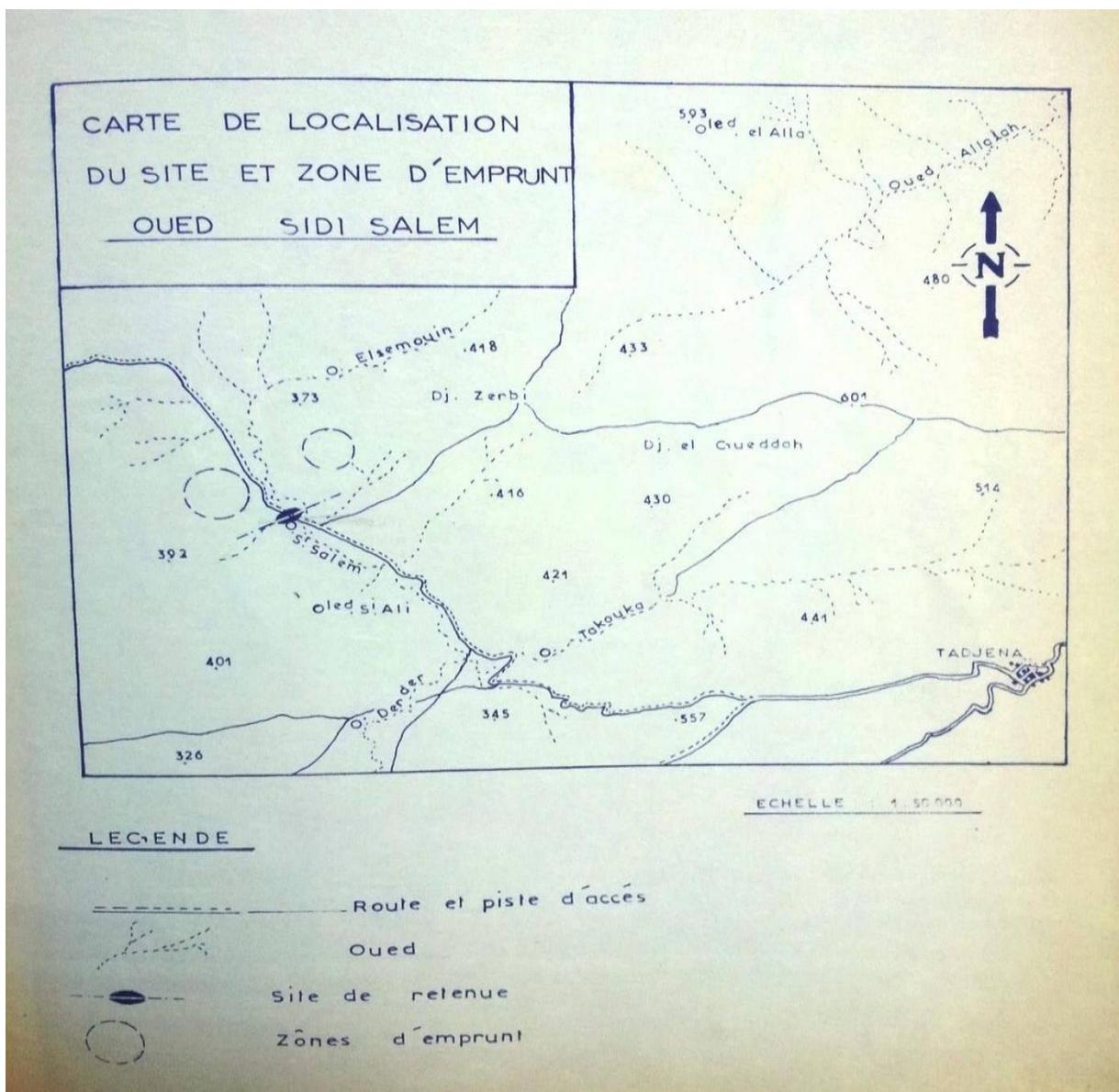
Le lit de l'oued est constitué de limon alluvionnaire marno-argileux avec éboulis gréseux, quartzites, dont l'épaisseur ne dépassant pas le 2 mètres.

**II.1.5 Matériaux de construction :**

Les matériaux argileux pour la construction du petit barrage en terre, des reconnaissances géologiques ont été faites sur le site, dont deux zones d'emprunt ont été localisées dont le but de l'insuffisance de la première (voir carte de localisation du site et de la zone d'emprunt).

Ces zones d'emprunt se situent au sein de la Cuvette de l'oued considéré, sont constituées d'une argile plus ou moins marneuse de couleur beige.

Les matériaux pour enrochement du corps du petit barrage, on prévoit l'utilisation des roches (poudingues gréseux et quartzites) présents dans le côté amont du site et dans le lit de l'oued considéré.



**Figure II.2** carte de localisation du site et zone d'emprunt oued Sidi Salem échelle 1/50 000

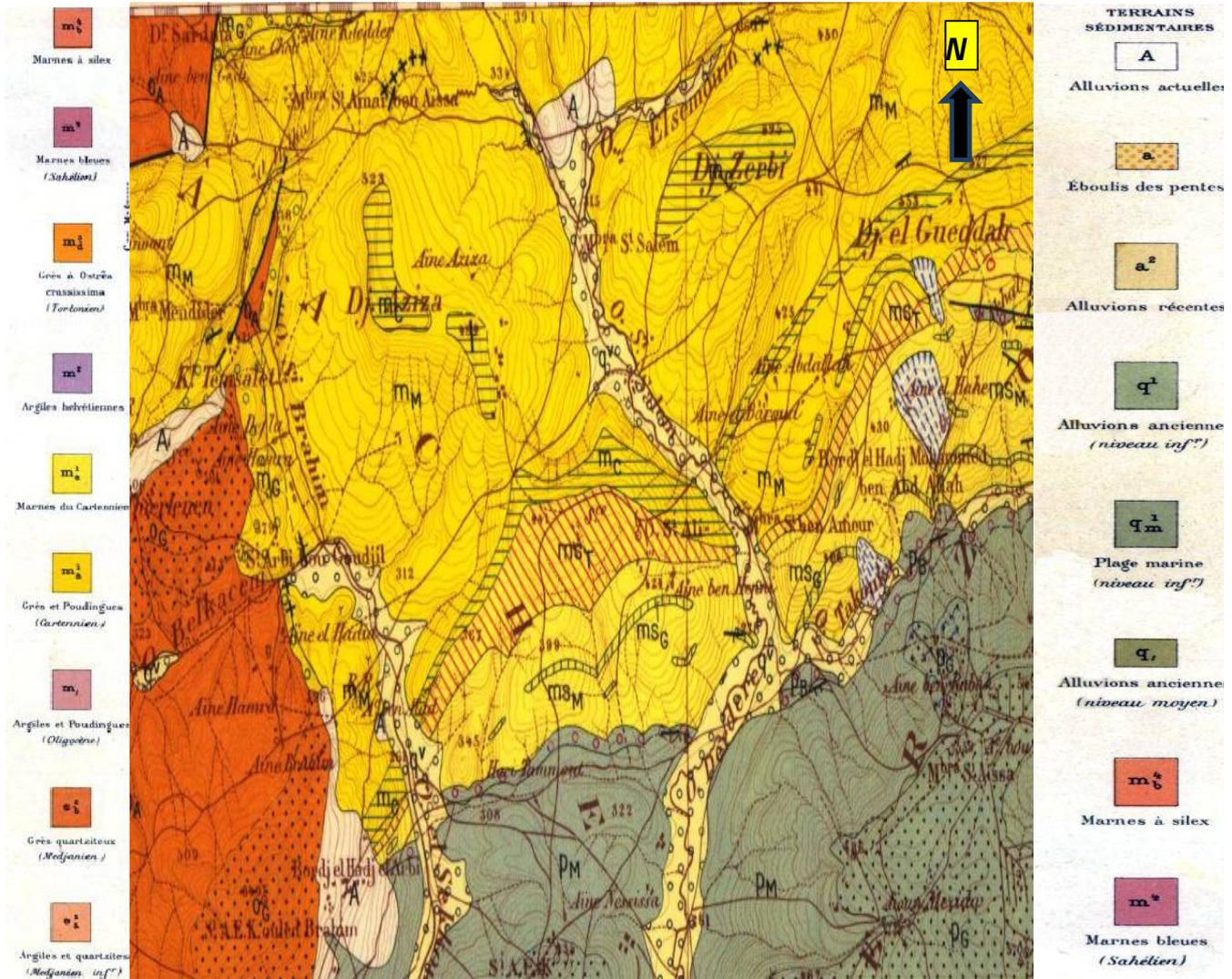


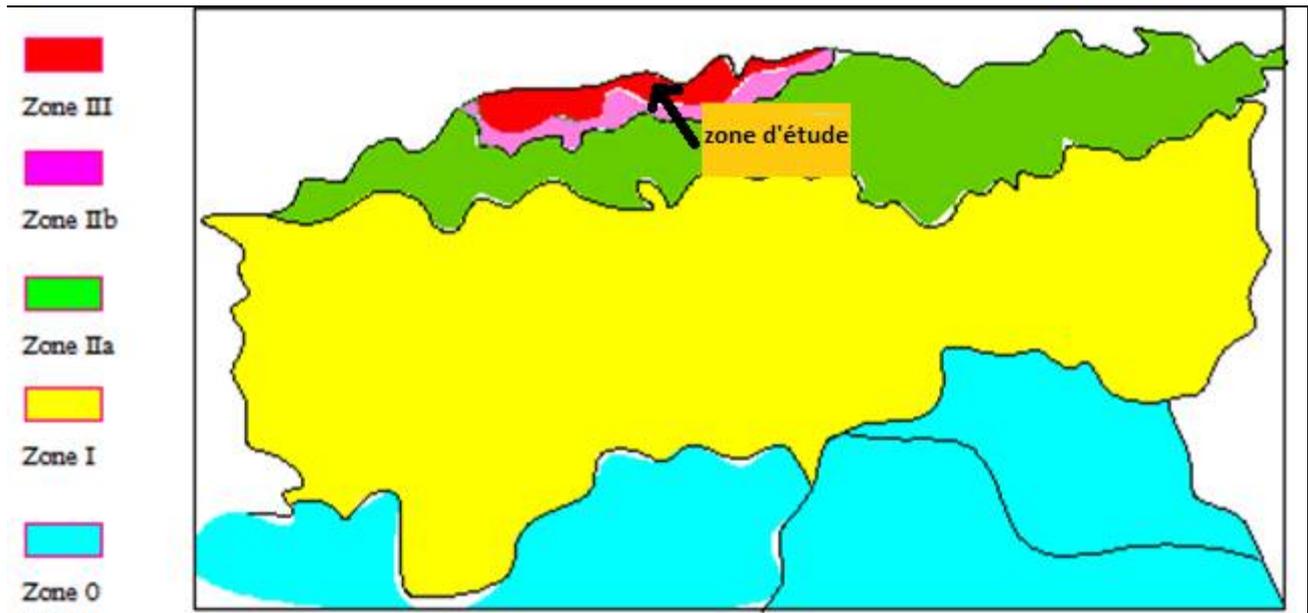
Figure II.3 Carte géologique locale (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/25 000)

### II.1.6 Sismicité de la zone d'étude

Selon la classification des zones sismiques extraite des règles parasismiques Algérienne RPA99 - Version 2003, notre petit barrage est classé parmi les ouvrages de moyennes importance (groupe 1B) les coefficients d'accélération sismiques sont représentés dans le tableau II.1 suivant :

**Tableau II.1:** Coefficients d'accélération

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



**Figure II.4** Carte zonage sismique du territoire national (RPA99 version 2003)

La région de Chelif se situe dans une zone sismique élevée et donc notre zone d'étude est caractérisée par un coefficient d'accélération sismique égale à 0.3

## *Etude géotechnique*

### **II.2.1 reconnaissance in-situ**

La campagne de reconnaissance in-situ du site est réalisée par Le Laboratoire L.T.P.O. comporte

- La réalisation de trois (03) sondages carottés de huit(08) mètres de profondeur, dont l'implantation est la suivante (sur axe de la digue)
- S1- sur la rive droite de l'oued considéré
- S2- sur le lit de l'oued
- S3- sur la rive gauche de l'oued considéré

Des échantillons intacts et remanés ont été prélevés, ainsi que L'exécution des essais de perméabilité in-situ à chaque deux (02) mètres.

### **Interprétation des résultats**

#### **a – donnée géologiques**

Les sondages carottés, qui ont mis en évidence les formations désignées ci-après.

#### SONDAGE SN 1.

- 0.00 m - 1.00 m - argile marneuse verte mal consolidé
- 1.00 m – 4.00 m - marnes vertes assez compacté
- 4.00 m – 8.00 m – argile sableuse à aspect gréseux brun

#### SONDAGE SN 2

- 0,00 m – 1,00 m – sable argileux
- 1,00 m – 2,80 m – Gross fragments+ galets de roche
- 2,80 m – 8,00 m – marne argileuse verte feuilletée devenant bleuâtre à partir de 4,00m

#### SONDAGE SN 3.

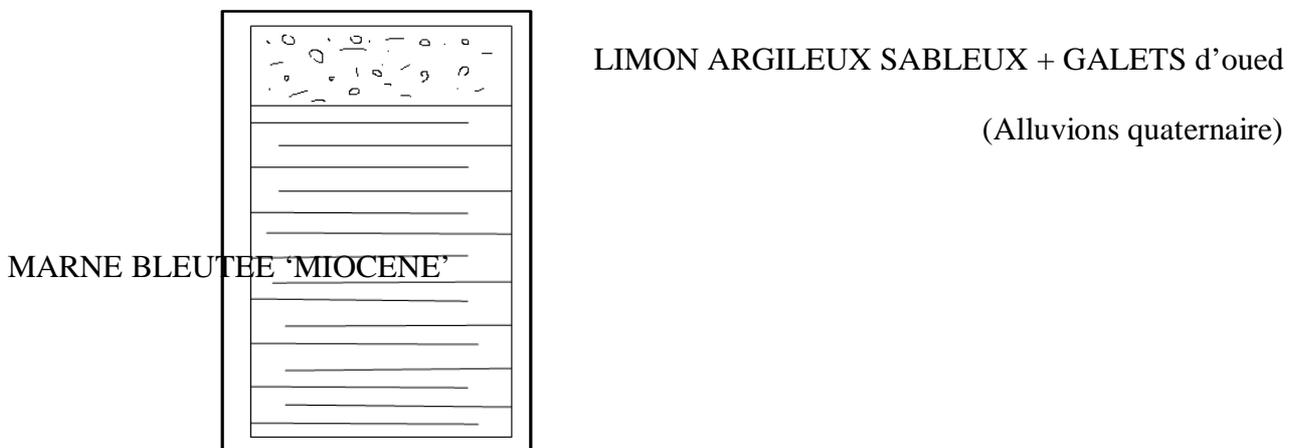
- 0,00 m - 1,00 m – argile sableuse + galets
- 1,00 m – 8,00 m – marne argileuse verte compacte devenant bleuâtre à partir de 3,5

Dans L'ensemble c'est un terrain marno-argileux devenant en profondeur plus marneux de couleur bleuâtre (Terrain Miocène), recouvert d'alluvions seulement au niveau du Lit de L'oued.

Du point de vue géologique, Le site de retenue est caractérisé par une couverture d'alluvions soit d'accumulation (d'oued) au sondage SN 2, recouvrant en profondeur La formation marneuse du Miocène transgressif.

L'épaisseur des dépôts alluvionnaires est de L'ordre de 3,00 m (SN 2) au niveau de l'oued. Tandis que sur Les rives de L'oued ou ils sont implantés Les sondages SN1- SN3, La formation du Miocène affleure dans sa totalité des deux rives et cuvette.

La formation de La fondation de La digue projetée est caractérisée par Les marnes bleutées du Miocène, dont Le Log synthétique est Le suivant



### **b- essais de perméabilité in-situ**

IL a été programmé un essai à chaque 2 m de profondeur aux différents sondages.

#### SONDAGE S N1

Tous Les essais de perméabilité in-situ dans Les différentes profondeurs (2,00 m - 4,00 m - 6,00 m - 8,00 m), montrent que Le terrain est imperméable.

#### SONDAGE SN 2

Ce sondage est implanté au niveau du Lit de L'oued, dont L'essai de perméabilité in-situ de 2,00 m de profondeur, montre que Le terrain est perméable ( $K = 2,91 \cdot 10^{-4}$  cm/s). Tandis qu'à 4,00 m - 6,00 m - 8,00 Le terrain est imperméable.

#### SONDAGE SN 3

Tous Les essais de perméabilité in-situ dans Les différentes profondeurs (2,00 m - 4,00 m - 6,00 m - 8,00), montrent que Le terrain est imperméable.

Cette perméabilité montre que Le terrain est imperméable dans L'ensemble, dont Le site de retenue est implanté sur Les marnes Miocène, ainsi que La cuvette est Localisée dans sa totalité sur des marnes bleutées.

## II.2.2 essais de laboratoire

### a - Essais physiques :

- Poids spécifique apparent humide:  $2.01 \leq \sigma_h \leq 2.23$  t/m<sup>3</sup>
- Poids spécifique apparent sec :  $1.72 \leq \sigma_d \leq 1.98$  t/m<sup>3</sup>
- Poids spécifique des grains solides:  $2.60 \leq \sigma_s \leq 2.67$  t/m<sup>3</sup>

Suite à ces valeurs, il apparait que la texture de la formation en place est dense.

La teneur en eau naturelle mesurée sur les échantillons prélevés des sondages est comprise entre 13.1% et 13.6%.

Elle est de l'ordre de 16.38% en moyenne, à l'exception du résultat du sondage sn1-profondeur 5.40-5.80 dont la teneur en eau est de 4.9%.

- Le degré de saturation varie de 79% à 97%. Il s'agit donc d'un matériau mouillé à saturé, seulement la tranchée de 5.40- 5.80 m du sondage sn1.
- Les limites de liquidité ont donné des valeurs très élevées et comprises entre 58% et 64.5%, pour des indices de plasticité variant de 29.1% et 37.1% seulement la tranchée du sondage sn1 suscitée qui est faible en moyenne.
- D'après l'abaque de plasticité, le sol est plastique.

### b- essais mécanique :

Les résultats des essais de cisaillement réalisés ont donné un sol cohérent dans L'ensemble, à L'exception de La profondeur 1,70 - 2,00 m SN 1, dont L'angle de frottement est de 62°

Les résultats des essais de cisaillement à la boîte de casagrande et au triaxial sont données dans le tableauxII-1

Tableaux II-1 résultats des essais de cisaillement à la boîte et au triaxial

Sondage	Profondeur (m)	Type d'essai	La cohision « c » en bar	L'angle de frottement interne Ø (degrès )
SI	1.7 – 2.00	Cisaillement rectiligne à la boîte U.U	3.6	62
	2.00 – 3.10	cis.au triaxial C.U avec mesure de U	C=0.575 C'=0.475	Ø=7 Ø'=13
SII	4.90 – 5.10	cis.au triaxial C.U avec mesure de U	C=1.35 C'=0.80	Ø=20 Ø'=40
SIII	4.00 – 4.30	Cisaillement rectiligne à la boîte C.D	0.200	13

Les résultats de compressibilité à L'odomètre montrent que Le sol étudié est surconsolidé à moyennement compressible.

La formation en place demeure très gonflante, dont L'indice de gonflement dépasse Les 32 %, ainsi que Le pourcentage des carbonates de calcium est en moyenne 30 %, dont Le terrain est un terrain argileux marneux .C'est un dépôt marin à caractère marneux en profondeur, à cassure conchoïdale, gonflante au toucher des eaux

Les échantillons qui ont été soumis à L'essai de perméabilité à L'odomètre, ont donné des valeurs de " K " témoignant d'une perméabilité bonne qui varie entre  $0.092 * 10^{-9}$  et  $0.917 * 10^{-9}$  cm /s

### **II.2.3 carrière d'emprunt**

Les Puits creusés ont mis en évidence Les formations désignées ci-après.

#### PUITS -P 1

- 0,00m – 0,20 m – terre végétale
- 0,20 m – 1 ,40 m – argile peu sableuse grise
- 1,40 m – 2,60 m – argile marron jaunâtre

#### PUITS -P 1

- 0,00 m – 0,25 m – terre végétale
- 0 ,25 m – 2 ,55 m – argile peu sableuse brun beige

#### PUITS - P 3

- 0,00 m – 0,20 m – terre végétale
- 0,20 m – 2,60 m – argile brune beige

#### PUITS - P 4

- 0,00 m – 0,20 m – terre végétale
- 0,20 m – 1 ,45 m – argile marron
- 1,45 m – 2,55 m – argile sableuse marron-jaunâtre

### **1. essais physiques**

Les échantillons de sol analyses ont donné Les résultats comme suit :

- Teneur en CaCo3 - valeur Voisine 30 % pour L'ensemble des quatre puits.
- Cette teneur en CoCo3 est très élevée, elle correspond à une argile très marneuse.

- Les résultats enregistrés des Limites de Liquidité variant de 38,6 % et 55,1 %, pour des indices de plasticité oscillant de 19,3 % et 27,7 %.
- D'après ces résultats enregistrés ; c'est un sol mouillé à saturé, et d'après L'abaque de plasticité, La formation rencontré est de forte plasticité.
- La capacité de gonflement du sol est élevée, dont le sol est gonflant.

## 2. essais mécaniques :

- a- Essais de résistance au cisaillement à la boîte

**Tableau II-2** résultats des essais de résistance au cisaillement à la boîte

Puits N°	Profondeur (m)	Type d'essais	Cohésion 'C' (bars)	Angle de frottement( $\emptyset$ )
P1	1,10 - 1,30 m	U.U	0,200	45°
	1,80 - 2,00 m	C.U	0,28	12°
P2(I)	1,40 - 1,60 m	U.U	0,700	21°
P2(II)	1,40 - 1,60 m	C. U	0,00	20°
P3(I)	1,45-1,65m	U.U	0,800	19°
P3(II)	1,45-1,65m	C. U	0,200	18°
P4	1,20 - 1,40 m	U.U	0,400	25°
	1,90 - 2,10 m	C. U	0,400	42°

Les résultats obtenus confèrent aux échantillons de sol testés des caractéristiques mécaniques moyennes à savoir un sol cohérent et frottant.

Au puits P1 - profondeur 1,10 - 1,30 m, dont l'angle de frottement est de 45°, ainsi qu'au puits P 4, profondeur 1,90 - 2,10 m, dont L'angle est 42°.

Cet angle est très fort, reflète une marne indurée.

- b- Essais de perméabilité à l'oedomètre

Le coefficient de perméabilité " K " est mesure pour un palier de charge d'un bar les valeurs obtenues figurent dans le tableau suivant :

Tableau II-3 résultats des essais de perméabilité à l'oedomètre

Puit N°	PROFONDEUR (m)	Coefficients de perméabilité (cm/s)
P1	1.10 - 1.30	$1.118 \cdot 10^{-7}$
		$2.048 \cdot 10^{-8}$
P1	1.80 - 2.00	$3.701 \cdot 10^{-7}$
		$3.959 \cdot 10^{-8}$
P2(I)	1.40 - 1.60	$3.068 \cdot 10^{-7}$
		$1.623 \cdot 10^{-7}$
P2(II)	1.40 - 1.60	$9.029 \cdot 10^{-9}$
		$4.080 \cdot 10^{-9}$
P3(I)	1.45 - 1.65	$8.252 \cdot 10^{-9}$
		$4.057 \cdot 10^{-9}$
P3(II)	1.45 - 1.65	$1.161 \cdot 10^{-8}$
		$6.531 \cdot 10^{-9}$
P4	1.20 - 1.40	$1.790 \cdot 10^{-7}$
		$1.133 \cdot 10^{-8}$
P4	1.40 - 2.10	$2.215 \cdot 10^{-6}$
		$1.013 \cdot 10^{-6}$

Les résultats enregistrés correspondent à une formation imperméable dont le coefficient de perméabilité " K " le confirme.

**Conclusion**

Cette étude du site a permis de préciser la nature géologique et de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise et de la carrière d'emprunt.

Concernant le sol d'assise de la retenue, les sondages carottés ont révélé une formation naturelle de marne argileuse au niveau des berges sous-jacente à de l'argile sableuse et un petit dépôt alluvionnaire en surface, jusqu'à 2.30 m de profondeur du SII (au niveau de lit d'oued), constitué par de l'argile sableuse et de gros fragment plus des galets des roches sédimentaire surmontant de la marne argileuse feuilletée verte.

Les essais physiques de laboratoire ont montré un sol assez homogène très fin, de bonne compacité, très mouillée et de forte plasticité en générale, alors que les essais mécaniques ont révélé une formation surconsolidée, peu à assez cohérente par endroit, frottante et pratiquement imperméable.

Pour ce qui est de la carrière d'emprunt, les puits exécutés ont fait ressortir une formation d'argile sableuse de moyenne à assez forte sensibilité au gonflement libre, légèrement à moyennement carbonatée, moyennement à fortement plastique, fin, à granulométrie étalée et mal calibrée, pratiquement imperméable de moyenne caractéristiques mécaniques et ayant de moyen valeurs de «  $\delta_d$  » max au compactage

***Chapitre III***  
***Etude Hydrologique***

**Chapitre III :****Etude hydrologique****Introduction**

Les études hydrologiques sont très indispensables. Elles permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, on devra considérer:

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

**III.1 Situation du bassin versant**

Le sous bassin versant de l'Oued sidi salem est délimité :

- Au Nord par les Djebels : Guerra Megraman (702 m), Abdellah Ben Ahmed (829 m), Ouamchach (812 m).
- A l'Est par Djebel El Guedah (536 m)
- A l'Ouest par le Djbel Aziza (506 m)

**III.2 Caractéristiques géométriques****a) Surface et périmètre**

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La superficie (S) drainée déterminée à l'aide du logiciel **Auto CAD 2008** est de **15.50 Km<sup>2</sup>**.

Le périmètre (P) délimité présente une longueur de **16.30 Km**.

La longueur du talweg principal est de **7.07 Km**

**b) Les caractéristiques de forme****❖ L'indice de compacité de GravéliusKc**

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots\text{III-1}$$

$$R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2 \sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

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

$$K_C = 0.28 * \frac{16.30}{\sqrt{15.5}} = 1.16$$

Si K<sub>C</sub> = 1 => bassin parfaitement circularisé

Si K<sub>C</sub> = 1.128 => bassin ramassé

Si K<sub>C</sub> > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de K<sub>C</sub> on pourra dire que notre bassin est de forme **allongé**.

❖ **Coefficient d’allongement**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_P = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots\text{III-2}$$

L : la longueur du talweg principal L = 7.07km

S : surface du bassin versant S=15.50 Km<sup>2</sup> **K<sub>P</sub> = 3.22**

❖ **Rectangle équivalent**

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface :

$$P = 2 * (L + l) \text{ et } S = L * l \rightarrow (1)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions  $L_r; l_r$  :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots \text{III-3}$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots \text{III-4}$$

Avec  $L_r$  : longueur du rectangle équivalent en (Km)

$l_r$  : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient :  $L_r = 5.22\text{km}$  et  $l_r = 3.25 \text{ km}$

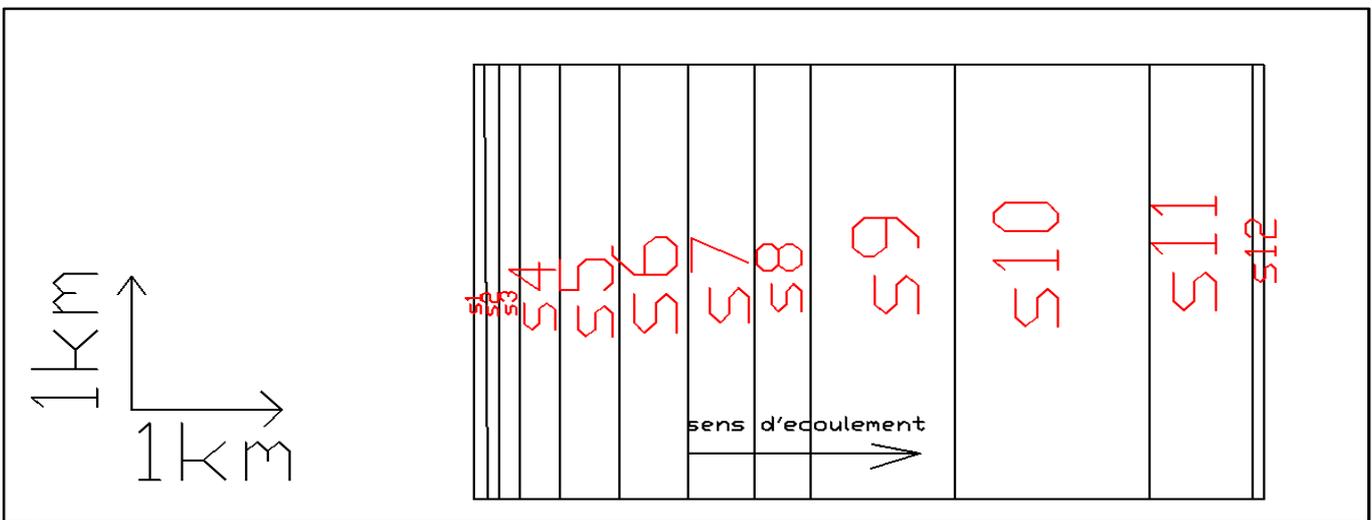


Figure III.1 Rectangle équivalent.

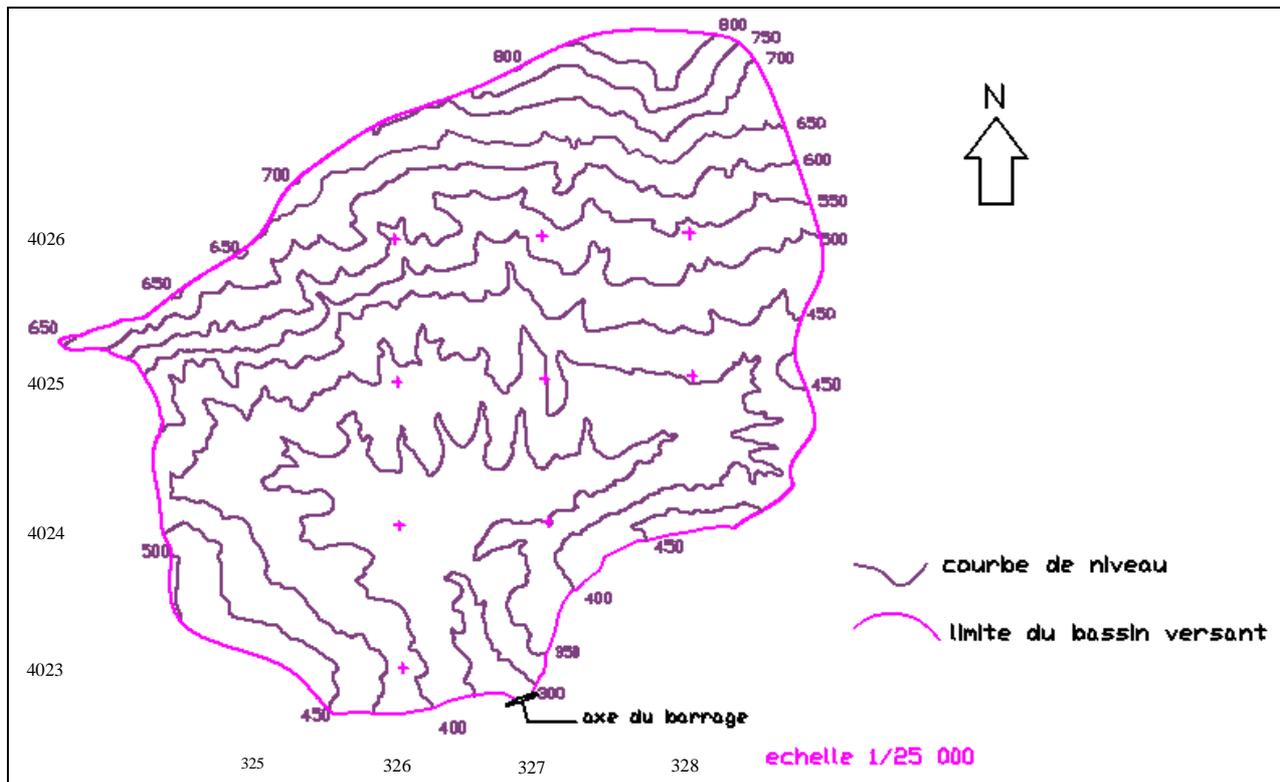
❖ **Hypsométrie du bassin versant**  
- Le relief

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes. L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

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

- **Courbe et répartition hypsométrique**

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



**Figure III.2** répartition des courbes de niveaux du bassin versant de l’oued SIDI SALEM

Les mesures effectuées sur la figure III.2 sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau III.1** Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	$S_i$ [ $Km^2$ ]	$S_i$ [%]	$S_i$ cum [%]
850/800	<b>825</b>	0.20	1.3	1.3
800/750	<b>775</b>	0.31	2	3.3
750/700	<b>725</b>	0.40	2.6	5.9
700/650	<b>675</b>	0.79	5.1	11
650/600	<b>625</b>	1.15	7.5	18.50
600/550	<b>575</b>	1.35	8.8	27.3
550/500	<b>525</b>	1.30	8.4	35.7
500/450	<b>475</b>	1.10	7.1	42.8
450/400	<b>425</b>	2.83	18.3	61.1
400/350	<b>375</b>	3.48	22.5	83.6
350/300	<b>325</b>	2.05	13.3	97.5
300/293	<b>296.5</b>	0.20	1.3	100

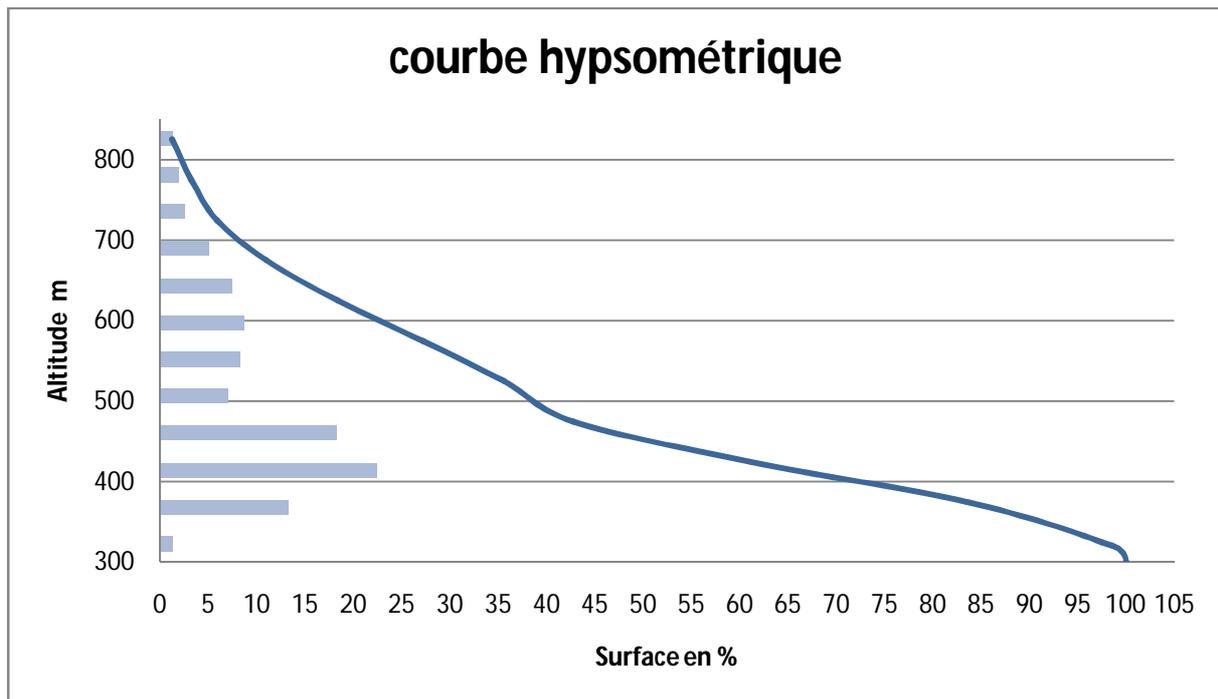


Figure III.3 répartition et courbe hypsométrique.

- **Les altitudes caractéristiques**

**a- L'altitude maximale et minimale**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

D'après la carte on a trouvé :  $H_{max} = 850 \text{ m NGA}$  et  $H_{min} = 293 \text{ m NGA}$

**b- L'altitude médiane**

L'altitude médiane ou  $H_{50\%}$  est déterminée sur la courbe hypsométrique :

$H_{50\%} = 445 \text{ m}$

**c- Altitude moyenne du bassin versant**

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{bv}} \dots\dots\dots \text{III-5}$$

Avec :  $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ )

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

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

**Tableau III.2** détermination des altitudes moyennes et des surfaces partielles

Altitude (m)	Altitude moyenne Hi (m)	Si [Km <sup>2</sup> ]	Hi *Si
850/800	<b>825</b>	0.20	123.75
800/750	<b>775</b>	0.31	240.25
750/700	<b>725</b>	0.40	290
700/650	<b>675</b>	0.79	526.5
650/600	<b>625</b>	1.15	687.5
600/550	<b>575</b>	1.35	747.5
550/500	<b>525</b>	1.30	682.5
500/450	<b>475</b>	1.10	807.5
450/400	<b>425</b>	2.83	1326
400/350	<b>375</b>	3.48	1488.75
350/300	<b>325</b>	2.05	763.75
293/300	<b>296</b>	0.20	58
			<b>Somme : 7161.7</b>

AN:H<sub>moy</sub>=462 m.

- **Les indices**

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

**A/Indice de pente globale I<sub>g</sub> :** (P.Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots \text{III-6}$$

Ou D = Dénivelée entre H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub>

On prend :

D = H<sub>05%</sub> – H<sub>95%</sub> pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 725 - 330 = 395 \text{ m.}$$

Avec H<sub>5%</sub> et H<sub>95%</sub> : sont les altitudes correspondantes à S<sub>5%</sub> et S<sub>95%</sub>

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$\text{AN : } I_g = \frac{395}{5.22} = 75.67 \text{ m/km} \quad \Rightarrow I_g = 7.6 \text{ \%}$$

**B/ Indice de pente moyenne du bassin versant Im**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T<sub>c</sub>) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse. Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S} \dots\dots\dots \text{III-7}$$

Où :

$i_m$ : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques (M.N.T), représentant la topographie des bassins versants.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots\dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots \text{III-8}$$

Avec :  $\Delta H$  : Dénivelée (m).

$l_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n.

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

**Tableau III.3** les longueurs des courbes de niveaux.

courbe de niveau (m)	longueur (m)
800	1.56
750	2.30
700	3.31
650	4.89
600	6.745
550	7.35
500	7.10
450	10.88
400	15.00
350	13.51
300	2.34

Donc :

$$I_m = 50 \cdot 78404.015 / 15.50 = 235.42 \text{m/km} \Rightarrow I_m = 23.5\%$$

L'indice de pente moyenne est fort, donc on assistera à un écoulement moyen.

- **Dénivelée spécifique**

Pour permettre une comparaison plus poussée des bassins entre eux du point de vue relief, on détermine la dénivelée spécifique (Ds)

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots \dots \dots \text{III-9}$$

La superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>

**A.N :** **Ds=311.71 m**

Sous classes de relief au sens des hydrologues de l’O.R.S.T.O.M. (IRD actuellement)

- Ds < 10 m                      Classe R1 – relief très faible
- 10 < Ds < 25 m              Classe R2 – relief faible
- 25 < Ds < 50 m              Classe R3 – relief assez faible
- 50 < Ds < 100 m              Classe R4 – relief modéré
- 100 < Ds < 250 m              Classe R5 – relief assez fort
- 250 < Ds < 500 m              Classe R6 – relief fort
- Ds < 25 m                      Classe R7 – relief très fort

Toutefois, ces résultats permettent de classer le bassin d’Oued SIDI SALEM dans la classe R6-relief fort.

**C/Indice de pente de ROCHE Ip**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots \dots \dots \text{III-10}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

**Tableau III.4 Détermination de l’indice de pente de Roche Ip**

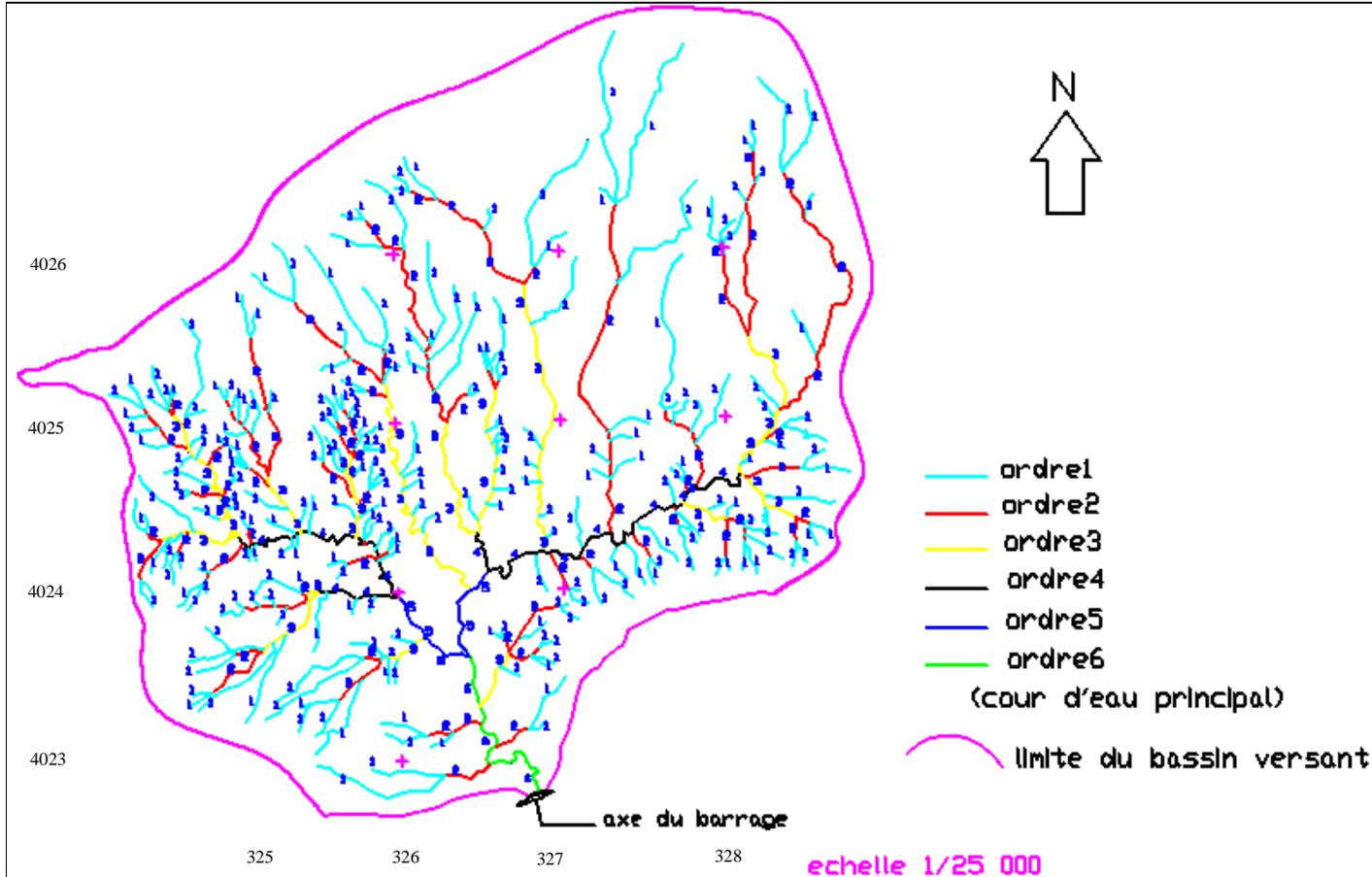
Altitude (m)	Di=Hi-Hi-1 (m)	Si [Km <sup>2</sup> ]	Ai=Si/S %	$\sqrt{A_i D_i}$
850/800	50	0.20	1.29	8.032
800/750	50	0.31	2.00	10
750/700	50	0.40	2.58	11.359
700/650	50	0.79	5.10	15.963
650/600	50	1.15	7.42	19.260
600/550	50	1.35	8.71	20.868
550/500	50	1.30	8.39	20.478
500/450	50	1.10	7.09	18.837
450/400	50	2.83	18.26	30.214
400/350	50	3.48	22.45	33.504
350/300	50	2.05	13.23	25.715
300/293	7	0.20	1.29	3.005
				Somme=217.24

**Ip=3.01**

**III.3 Caractéristiques hydrographique du bassin versant**

❖ **Le réseau hydrographique**

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



**Figure III.4** réseau hydrographique

❖ **Densité de drainage Dd**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « Li »du bassin versant, à la surface « S »Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km2.

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots\dots III-11$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n Li$  La longueur totale de tous les cours d'eau

S : Superficie du bassin versant en (Km2).

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; la valeur inverse de la densité de drainage,  $C=1/Dd$ , s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement,

elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

$$Dd = \frac{93.99}{15.50} = 6.06 \text{ km/km}^2$$

❖ **Densité du thalweg élémentaire:**

$$F1 = \frac{N1}{S} \dots\dots\dots \text{III-12}$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N1=282.

S : Superficie du bassin versant.

AN : F1 = 18.19thalweg/km<sup>2</sup>

❖ **Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme étant :

$$Ct = Dd \cdot F1 \dots\dots\dots \text{III-13}$$

AN: Ct = 110.25 Km<sup>-3</sup>

❖ **Temps de concentration du bassin versant tc :**

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

**a- Formule de GIANDOTTI :**

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5Lcp}{0.8\sqrt{Hmoy - Hmin}} \dots\dots\dots \text{III-14}$$

Avec : S : surface du bassin versant S=15.50Km<sup>2</sup> ;

Lcp : longueur de cours d'eau principal (Km) L = 7.07 km ;

Tc : temps de concentrations exprimé en heure

Hmoy : altitude moyenne (m) ; Hmoy = 462m

Hmin : altitude minimale (m) Hmin = 293m NGA;

AN : **Tc = 152 min = 2.53 h**

**b- Formule de KIRPICH**

$$Tc = 0.6615 * Lp^{0.77} * i_{moy}^{0.385} \dots\dots\dots \text{III-15}$$

Avec :

Lp : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i<sub>moy</sub> : Pente moyenne du bassin versant. = 23.5%

AN : **t<sub>c</sub> = 1.71 heures.**

**C- Formule de Ventura**

D- Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$Tc = 0.1272 * \left(\frac{S}{I}\right)^{0.5} \dots\dots\dots \text{III-16}$$

Avec :

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

I : Dénivelée = (Hmax – Hmin) /L (m/m)

On trouve : **Tc = 1.78 heures**

**Tableau III.5** résultats de calcul du temps de concentration

Méthode	Tc (heures)
<b>GIANDOTTI</b>	2.53
<b>KIRPICH</b>	1.71
<b>Ventura</b>	1.78

**Conclusion** pour notre bassin on prend un temps de concentration de 2.53h heures calculé par la méthode de GIANDOTTI

❖ **Vitesse de ruissellement**

On entend par ruissellement, l’écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l’infiltration, à l’évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{tc} \dots\dots\dots III-17$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

AN :  $Vr = 7.07 / 2.53 = 1.34 \text{ km / h}$       **Vr = 2.79 Km/h.**

❖ **Profil en long de l’Oued principal**

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du tableau suivant :

**Tableau III-6** Evaluation du profil en long.

N°	courbe de niveau	distance partielle (m)	distance cumulée (m)
1	750-700	70.75	70.75
2	700-650	293.2	363.95
3	650-600	297.67	661.62
4	600-550	295.07	956.69
5	550-500	407.15	1363.84
6	500-450	499.57	1863.41
7	450-400	561.39	2424.8
8	400-350	898.89	3323.69
9	350-300	2389.9	5713.59
10	300-293	1357.14	7070

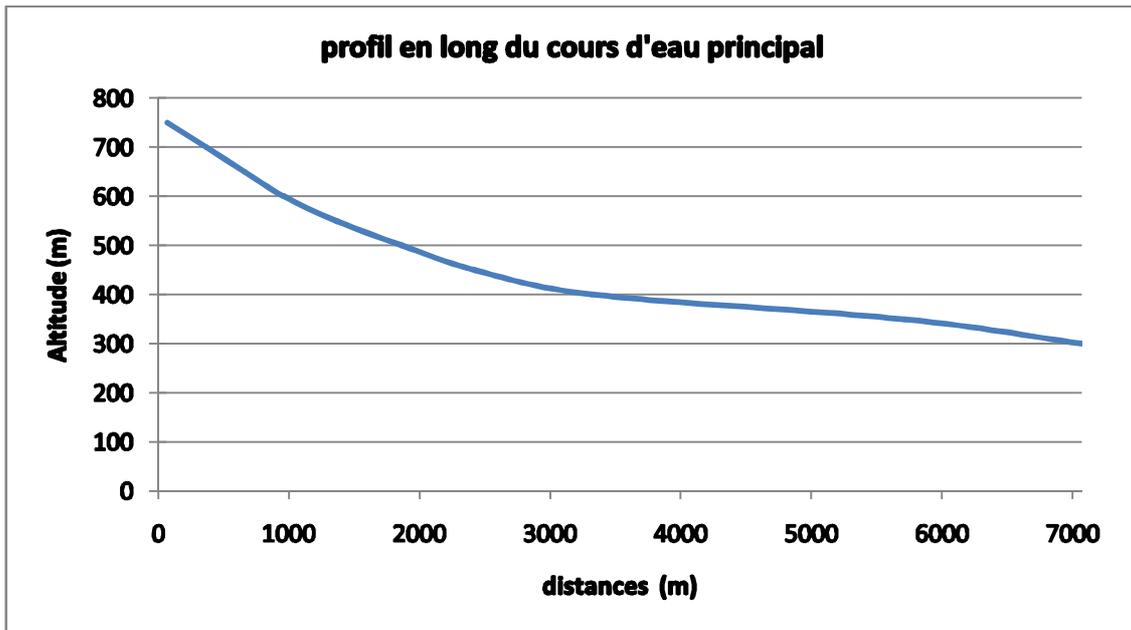


Figure III.5 profil en long de l'oued principal

Les caractéristiques de notre bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.7 Récapitulatif des caractéristiques physiographiques du bassin versant

DESIGNATION	SYMBOLE	UNITES	VALEUR	
Superficie	S	km <sup>2</sup>	15.50	
Périmètre	P	km	16.30	
Longueur du thalweg principal	L	km	7.07	
Indice de compacité	KC	/	1.16	
Coefficient d'allongement	KP	/	0.085	
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	5.25
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	3.25
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	850
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	462
	médiane	H <sub>med</sub>	m	545
	minimale	H <sub>min</sub>	m	293
Indice de pente globale	I <sub>g</sub>	%	0.23	
Indice de pente moyenne	I <sub>m</sub>	%	9.062	
Indice de pente roche	I <sub>p</sub>	%	3.01	
Densité de drainage	D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	6.06	
Coefficient de torrencialité	C <sub>t</sub>	Km-3	110.25	
Temps de concentration	T <sub>c</sub>	h	2.53	
Vitesse de ruissellement	V <sub>r</sub>	Km/h	2.79	

### III.4 Caractéristiques climatiques du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la Température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration

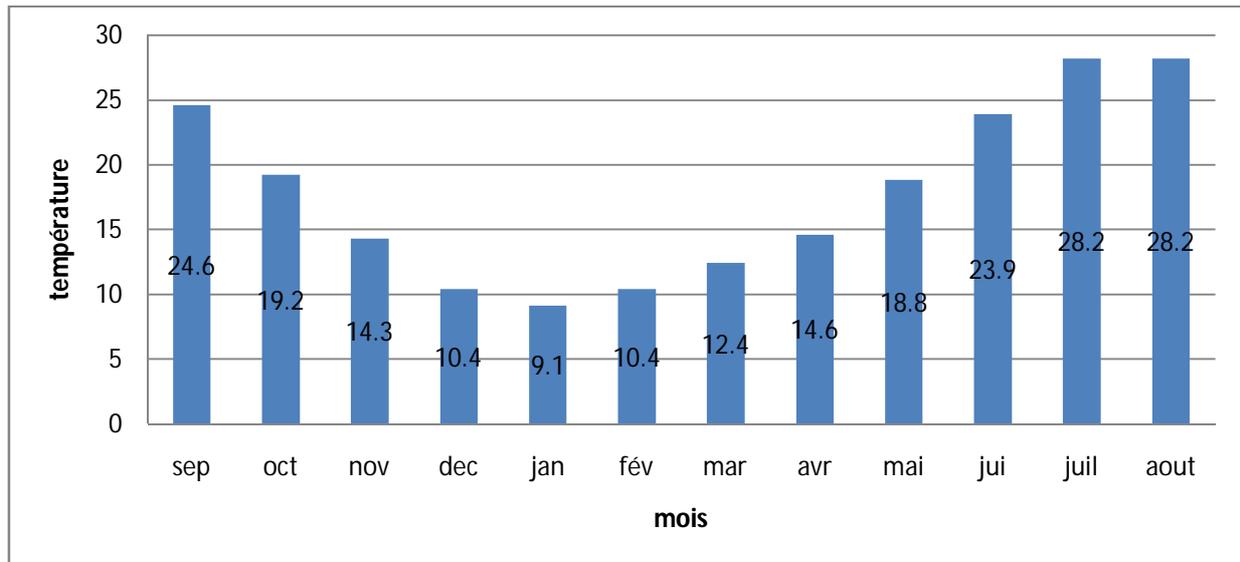
Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes.

#### III.4.1 Température

De manière générale le climat de la région est de type semi-aride caractérisé par un été sec et chaud et un hiver relativement humide.

**Tableau III.8** Différents types de températures station Sidi Akacha (02.02.11) de 1990 à 2001

Mois	Température min (°c)	Températuremax (°c)	Températuremoy (°c)
Septembre	16.20	32.90	24.6
Octobre	11.90	26.50	19.2
Novembre	7.80	20.80	14.3
Décembre	4.20	16.50	10.4
Janvier	3.10	15.10	9.1
Février	3.5	17.20	10.4
Mars	4.8	19.90	12.4
Avril	6.6	22.6	14.6
Mai	10.30	27.30	18.8
Juin	14.80	33.00	23.9
Juillet	18.60	37.80	28.2
Août	18.90	37.50	28.2
Moy annuelle	10.1	25.6	17.8



**FigureIII.6** La répartition mensuelle des températures moyennes

L'ensemble des données de température montrent que l'hiver est très froid et l'été très chaud. Les températures moyennes diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) d'un minima de (3°C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) d'un maxima de (38°C) l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de (48°C). Quant à la température moyenne elle est de 13.57°C.

La température maximale peut atteindre l'ordre de 40°C (2à3jours par mois pendant les mois de Juillet et Août).

**III.4.2 Le vent :**

Les vents dominants sont de secteur nord (NE22%, N12%, NO27%) les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2.5m/s et les maximales à 3.2 m/s )

**TableauIII.9** vitesse moyenne du vent en (m/s) de la station Sidi Akacha (02.02.11) de 1990 à 2001

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	Aout
V (m/s)	2.9	2.6	2.7	2.1	2.6	3.2	2.7	3.4	3.3	3.3	3.2	3.0

**III.4.3 La neige et grêles**

**TableauIII.10** nombre de jour de neige station Sidi Akacha (02.02.11) période 1991/91– 2001/02

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	Aout
Jours	0	0	0.3	2.2	2.6	3.4	0.8	0.4	0	0	0	0

**III.4.4 La gelée**

**Tableau III.11** Nombre de jours de gelée la station Sidi Akacha (02.02.11) ( 1990-2001)

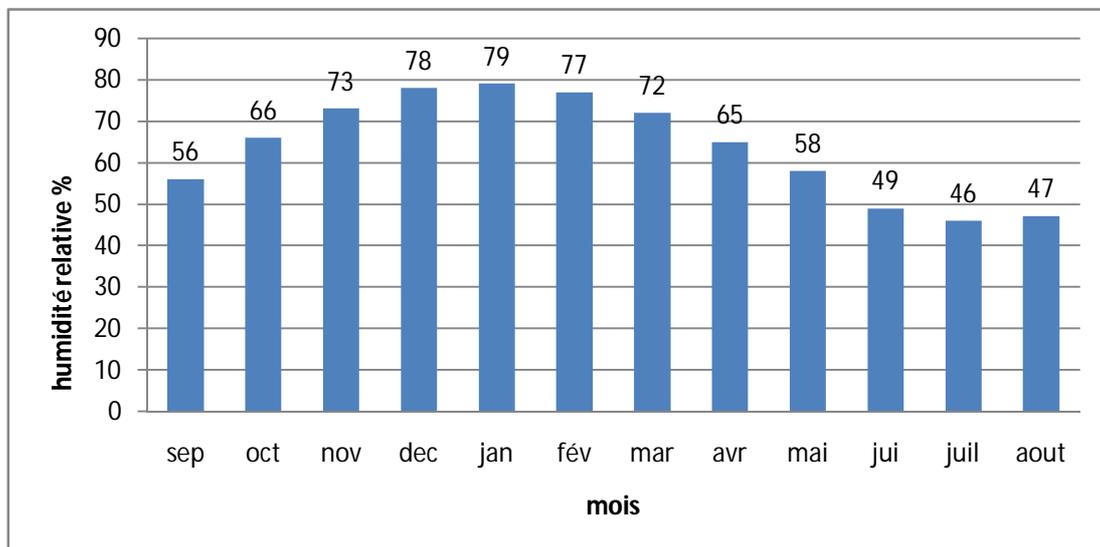
mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	Aout
Jours	0	0.3	0.3	2	3.6	3.2	2.3	1.1	0.2	0	0	0

D’après le tableau, on relève un total annuel de 63.2 jours /an. Nous enregistrons durant le printemps 13 jours de gelées, qui se manifestent au moment de la floraison des espèces arboricole.

**III.4.5 Humidité relative**

**Tableau III.12** humidité relative moyenne la station Sidi Akacha (02.02.11) (1990-2002)

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	Aout
Humidité relative moyenne (%)	56	66	73	78	79	77	72	65	58	49	46	47

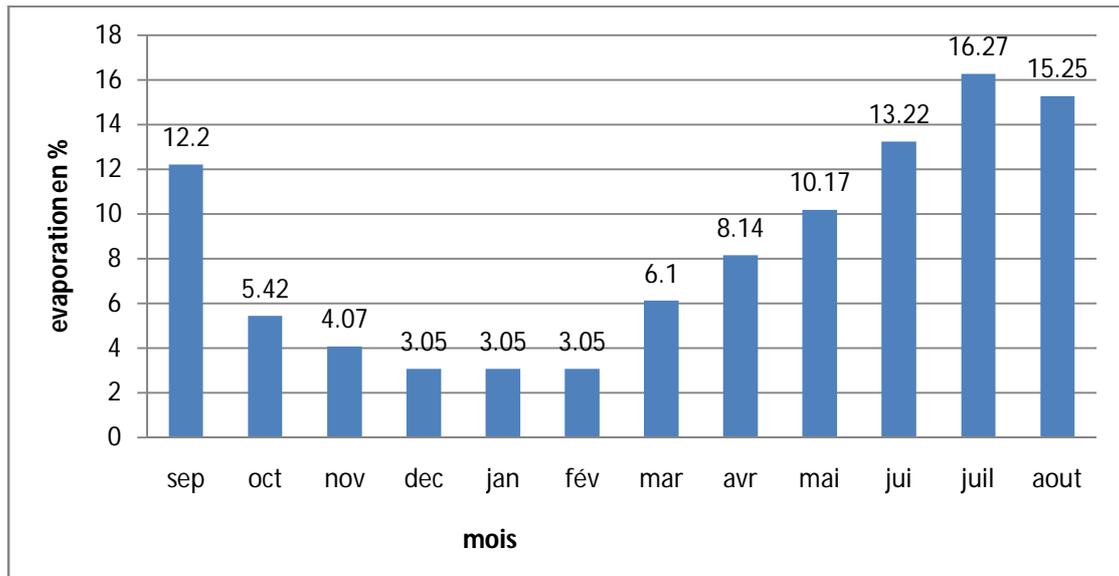


**Figure III.7** répartition mensuelle de l’humidité relative

**III.4.6 Evaporation**

**Tableau III.13** la répartition mensuelle de l’évaporation la station Sidi Akacha (02.02.11) 1963-1992 :

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	Aout
Evaporation moyenne (mm)	144	64	48	36	36	36	72	96	120	156	192	180
% de la valeur annuelle (mm)	12.2	5.42	4.07	3.05	3.05	3.05	6.10	8.14	10.17	13.22	16.27	15.25



**FigureIII.8** répartition mensuelle de l'évaporation

### III.5 Etude des précipitations

Selon les données disponibles, dans le bassin versant de l'Oued Sidi Salem, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations.

- **Stations et données disponibles**

Toutefois dans le bassin versant de l'Oued Allalah, situé à l'Est du bassin versant étudié sont implantées deux stations pluviométriques : Bordj Abou El Hassen (02.02.01) et Ténès (02.02.05) et la station de Sidi Akacha (02.02.11).

**TableauIII.14** Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques

N <sup>o</sup>	code	station	Altitude (m)	Coordonnées Lambert	
				X(km)	Y(km)
1	02.02.01	Abou El Hassen	200	366.20	346.50
2	02.02.05	Ténès	5	376.80	359.00
3	02.02.11	Sidi Akacha	120	375.6	354.3

Source : A.N.R.H

La première station (02.02.01) se trouve à proximité immédiate du bassin étudié, elle est équipée d'un pluviographe et elle à une altitude très voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station est proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie, d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

**TableauIII.15** station pluviométrique disponibles à proximité de la zone d'étude

Code	Station	Altitude (m)	Année d'observation	P(mm)
02.02.01	Abou el Hassen	200	57	532.5

Source : A.N.R.H

Les totaux annuels aux stations de Sidi Akacha et de Ténès sont utilisés pour étendre ou pour compléter les pluies correspondantes à la station de Bordj Abou El Hassen choisie, comme il est exposé ci-dessus, comme station de référence pour le bassin de l'Oued SIDI SALEM

**III.5.1 Etude d’homogénéisation de la série des pluies annuelles**

❖ **La méthode de la médiane**

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées ; L’information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n’est pas fiable.

Et c’est pour cette raison la que cette étude d’homogénéisation est faite ; En se référant au tableau on a obtenu les résultats suivants :

$$M = 494 \qquad N_s = 26 \qquad TS=9$$

Avec :M : la médiane

Ns :le nombre totale des séries (+) ou (-)

Ts : la taille de la plus grande séries (+) ou (-)

➤ **Conditions du test de MOOD**

$$N_s=26 > 0,5(N+1-\mu_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1})=0,5(58-1,96\sqrt{58})=21 \dots \dots \dots \text{III-18}$$

$$T_s=9 < 3,3(\text{Log}_{10}N+1)=3,3(\text{Log}_{10}57+1) = 9.09 \dots \dots \dots \text{III-19}$$

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

Les résultats sont représentée dans le tableau (voir annexeII )

❖ **Vérification de l’homogénéité de la série par le test de wilcoxon**

On divise la série complète en deux sous séries : **x** et **y** tel que **N1**et **N2** : représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries en considérant généralement **N2>N1**.

On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d’origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelle sous-série appartient-elle.

D’après **wilcoxon** ,la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée :

$$W_{min} < WX < W_{max}$$

WX: Somme des rangs de l’échantillon x;

$$\text{Avec : } U_{1-\alpha/2}=1.96$$

$$W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)*N_1-1}{2} - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1N_2(N_1+N_2+1)}{12}} \dots \dots \dots \text{III-20}$$

$$W_{max} = (N_1+N_2+1)*N_1 - W_{min} \dots \dots \dots \text{III-21}$$

N1 : taille de l’échantillon X = 25

N2 : taille de l’échantillon Y = 32 (Voir tableau dans l’annexeII )

**Le tableau III-14** Test de Wilcoxon appliqué aux données de pluies annuelles et les pluies maximales journalières

	Série des Pluies moyennes annuelles	Série des Pluies maximales journalières
La taille de l'échantillon	<b>57</b>	<b>57</b>
N1	<b>25</b>	<b>25</b>
N2	<b>32</b>	<b>32</b>
Wx (la somme des rang )	<b>605.3</b>	<b>640</b>
Wmin	<b>602.62</b>	<b>602.62</b>
Wmax	<b>847.38</b>	<b>847.38</b>
La condition : $W_{min} < Wx < W_{max}$	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

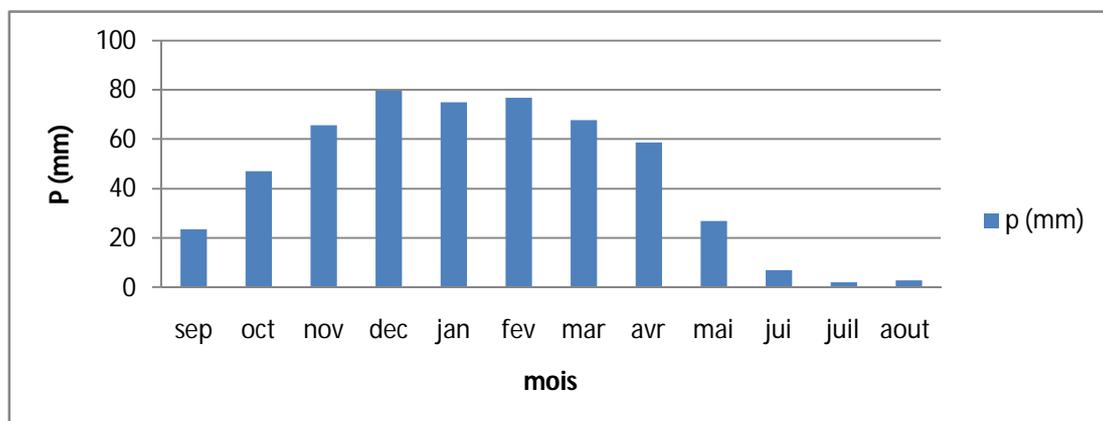
**Conclusion** les séries des pluies moyennes annuelles et des pluies maximales journalières sont homogènes

### III.5.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

**Tableau III.16** Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	août	annuel
Pmoy (mm)	23.6	47.0	65.7	79.6	74.9	76.7	67.6	58.7	26.9	6.9	2.1	2.8	532,5
P( %)	4.43	8.8	12.3	14.9	14.0	14.	12.6	11.0	5.0	1.2	0.3	0.5	100
(%)	3	4	5	6	4	9	2	5	9	9	2		

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la **Figure III.9**  
On note une pointe au mois de **décembre**.



**Figure III.9** Répartition mensuelle des précipitations

### III.6 Ajustement des précipitations maximales journalières

L'étude des pluies maximales est importante, puisqu'elle intervient dans l'estimation des débits de crue. Dans ce cas une analyse des données observées est primordiale. L'objectif final 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 donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalières sont représentées dans le **tableau III.17**.

(La série des pluies maximales journalières est présentée dans l'**annexe II**).

**Tableau III.17** Caractéristiques statistiques de la série des pluies utilisée

<i>Caractéristiques</i>	<i>Formules</i>	<i>Valeurs</i>
<i>La somme des Pma x j en (mm)</i>	$\sum_{i=1}^{57} X_i$	3891.2
<i>la moyenne des Pma x j en (mm)</i>	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{56} X_i}{57}$	67.8
<i>L'écart type « <math>\sigma x</math> » Pour <math>n &gt; 30</math> ans</i>	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n\bar{X}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	35.9
<i>Coefficient de variation « Cv » :</i>	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.529
<i>L'exposant climatique :</i>	$b = 0.4$	

#### **Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région ( $b = 0.4$ ) est donné par l'**ARNH d'ALGER**

#### III.6.1 Choix de la loi l'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001)

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**

2)-la loi de **GALTON (log-normal2)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel(doublement exponentielle), Galton (log normale), à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

**A/ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières pour n'importe quelle période de retour afin de déterminer les valeurs fréquentielles

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{III-22}$$

Tel que :  $y = a (x - x_0)$

1/a : la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

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

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 deHAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots \text{III-23}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(57)

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

$$y = - \ln (-\ln (F(x))) \dots\dots\dots \text{III-24}$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x<sub>0</sub> »

- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots \text{III-25}$$

Résultats de l'ajustement

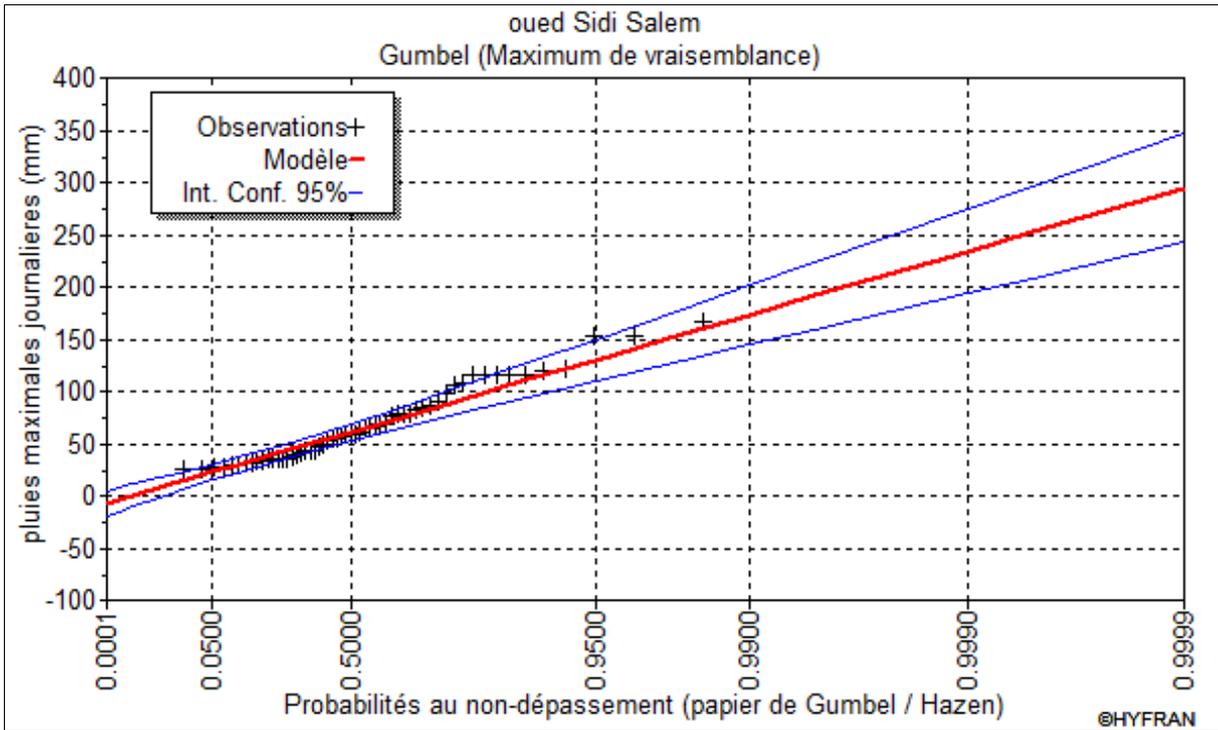


Figure III.10 représentation graphique de la loi log-normale (Galton).

D'après le graphe, on peut conclure que les pluies maximale journalières ne s'ajustent pas avec cette lois , car elle nous donne des valeurs négatives

**B/ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale,

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

$$F ( X ) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots III-26$$

Où :

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \text{ (variable réduite de GAUSS) } .$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \delta * \text{Log } u(p\%) \dots\dots\dots III-27$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{\text{Log } X_i}}{N}$$

### III.6.2 Teste de validité de l'ajustement

Le test d'adéquation (ou d'ajustement) consiste à vérifier la compatibilité des données avec une distribution choisie à priori, L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré ( $\chi^2$ ).

Les résultats du test de  $\chi^2$  a été fait par le logiciel Hyfran:

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

Lois	$X^2_{cal}$	$X^2_{thé}$
Galton	7.74	14.067

On voit que la série de pluies maximales journalières présente un ajustement adéquat avec la loi de Galton. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies maximales journalières pour des fréquences rares, telle que détaillé dans le tableau III.19.

#### Quantile

$q = F(X)$  (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1-q)$

*Log normale (Maximum de vraisemblance)*

**Tableau III.19** : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour (Galton)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	411	80.4	254 – 569
2000.0	0.9995	329	57.9	216 – 443
1000.0	0.9990	297	49.5	200 – 394
200.0	0.9950	227	32.7	163 – 291
100.0	0.9900	199	26.6	147 – 252
50.0	0.9800	173	21.2	131 – 214
20.0	0.9500	140	14.9	111 – 169
10.0	0.9000	116	10.8	94.5 – 137
5.0	0.8000	92	7.4	77.5 – 106
3.0	0.6667	74.3	5.36	63.8 - 84.8
2.0	0.5000	59.4	4.09	51.3 - 67.4

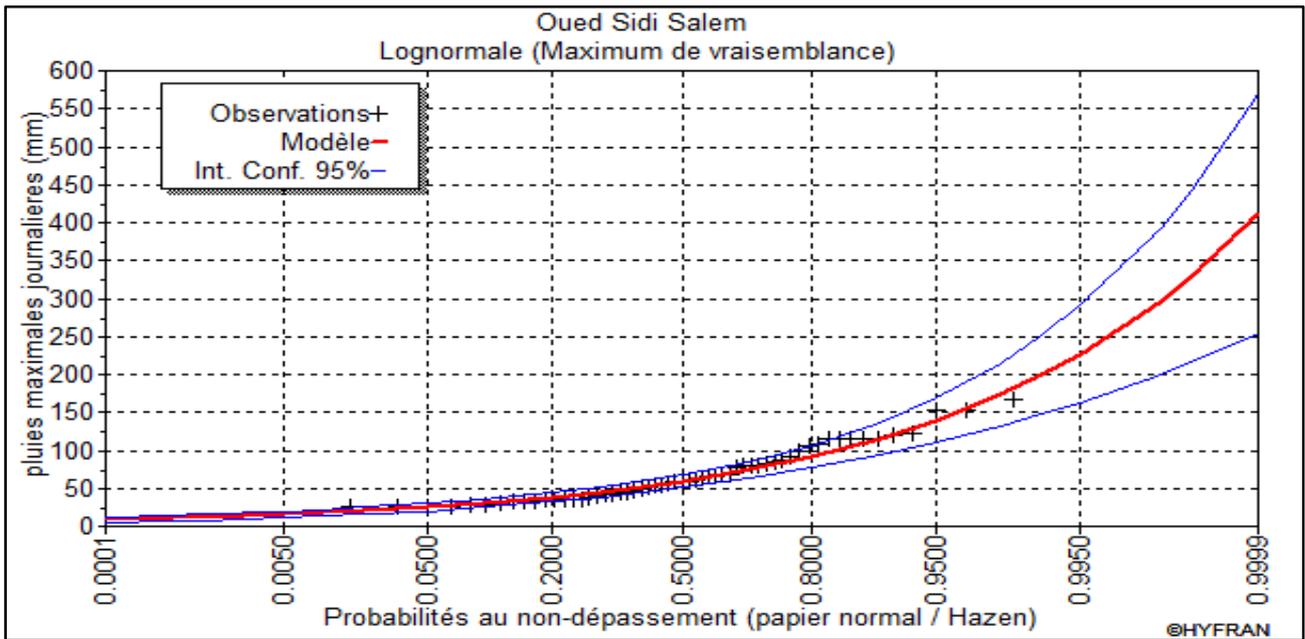


Figure III.10 représentation graphique de la loi log-normale (Galton).

Tableau III.20 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Galton (Log -Normal)	Carac .de la loi	Carac.de l'échantillon
Minimum	0.00	25.3
Maximum	Aucun	167
Moyenne	68.4	68.2
Ecart – type	34.3	33
Médiane	61.2	62.5
Coefficient de variation (C <sub>v</sub> )	0.501	0.483
Coefficient d'asymétrie (C <sub>s</sub> )	1.63	1.01
Coefficient d'aplatissement (C <sub>k</sub> )	9.62	2.86

**III.7 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences**

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courtes durées (averse) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : intensité – durée – fréquence on fait appel à la méthode générale tel que la pluie de durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de

**MONTANA :**  $P_{ct, \%} = P_{maxj, p(\%)} \left( \frac{t}{24} \right)^b$  ..... III-

28P<sub>ct, %</sub> : pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)

P<sub>maxj</sub> : Pluie maximale journalière pour une même fréquence

T : durée de la pluie

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.4)

Intensité de la pluie est donnée par la formule :  $I = Pt / t$

Les résultats de calcul sont de la pluie sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21 : les pluies maximales fréquentielles :**

Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.999	0.99	0.98	0.95	0.9
P <sub>i,max</sub> (mm)	297	199	173	140	116

Tableau III.22 les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences :

Période	10 000		1000		100		50		20		10	
Fréquence (%)	0.01		0.1		1		2		5		10	
P <sub>maxj,p</sub> (%) (mm)	411		297		199		173		140		116	
T(h)	P <sub>maxj,p</sub> %	I <sub>0</sub> (mm/h)										
0.5	87.37	174.73	63.13	126.27	42.30	84.60	36.77	73.55	29.76	59.52	24.66	49.32
1	115.28	115.28	83.31	83.31	55.82	55.82	48.52	48.52	39.27	39.27	32.54	32.54
1.5	135.58	90.39	97.97	65.32	65.65	43.76	57.07	38.05	46.18	30.79	38.27	25.51
2	152.11	76.06	109.92	54.96	73.65	36.83	64.03	32.01	51.82	25.91	42.93	21.47
2.53	167.11	66.05	120.76	47.73	80.91	31.98	70.34	27.80	56.92	22.50	47.17	18.64
3	178.90	59.63	129.28	43.09	86.62	28.87	75.30	25.10	60.94	20.31	50.49	16.83
4	200.72	50.18	145.04	36.26	97.18	24.30	84.49	21.12	68.37	17.09	56.65	14.16
5	219.45	43.89	158.58	31.72	106.26	21.25	92.37	18.47	74.75	14.95	61.94	12.39
6	236.06	39.34	170.58	28.43	114.30	19.05	99.36	16.56	80.41	13.40	66.62	11.10
7	251.07	35.87	181.43	25.92	121.56	17.37	105.68	15.10	85.52	12.22	70.86	10.12
8	264.85	33.11	191.39	23.92	128.23	16.03	111.48	13.94	90.22	11.28	74.75	9.34
9	277.62	30.85	200.62	22.29	134.42	14.94	116.86	12.98	94.57	10.51	78.36	8.71
10	289.57	28.96	209.25	20.93	140.21	14.02	121.89	12.19	98.64	9.86	81.73	8.17
11	300.83	27.35	217.38	19.76	145.66	13.24	126.62	11.51	102.47	9.32	84.90	7.72
12	311.48	25.96	225.08	18.76	150.81	12.57	131.11	10.93	106.10	8.84	87.91	7.33
13	321.61	24.74	232.41	17.88	155.72	11.98	135.38	10.41	109.55	8.43	90.77	6.98
14	331.29	23.66	239.40	17.10	160.41	11.46	139.45	9.96	112.85	8.06	93.50	6.68
15	340.56	22.70	246.10	16.41	164.89	10.99	143.35	9.56	116.01	7.73	96.12	6.41
16	349.47	21.84	252.53	15.78	169.21	10.58	147.10	9.19	119.04	7.44	98.63	6.16
17	358.04	21.06	258.73	15.22	173.36	10.20	150.71	8.87	121.96	7.17	101.05	5.94
18	366.32	20.35	264.72	14.71	177.37	9.85	154.20	8.57	124.78	6.93	103.39	5.74
19	374.33	19.70	270.50	14.24	181.25	9.54	157.57	8.29	127.51	6.71	105.65	5.56
20	382.09	19.10	276.11	13.81	185.00	9.25	160.83	8.04	130.15	6.51	107.84	5.39
21	389.62	18.55	281.55	13.41	188.65	8.98	164.00	7.81	132.72	6.32	109.97	5.24
22	396.94	18.04	286.84	13.04	192.19	8.74	167.08	7.59	135.21	6.15	112.03	5.09
23	404.06	17.57	291.99	12.70	195.64	8.51	170.08	7.39	137.64	5.98	114.04	4.96
24	411.00	17.13	297.00	12.38	199.00	8.29	173.00	7.21	140.00	5.83	116.00	4.83

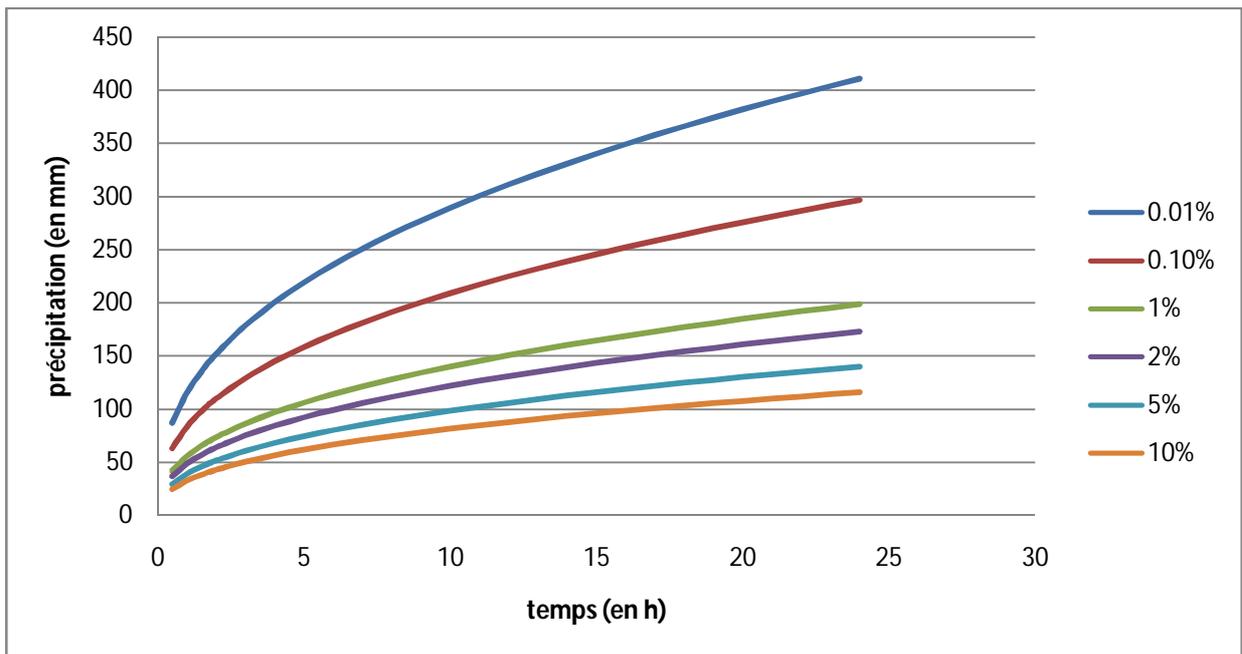


Figure III.11 Représentation des précipitations en fonction du temps pour les différentes fréquences

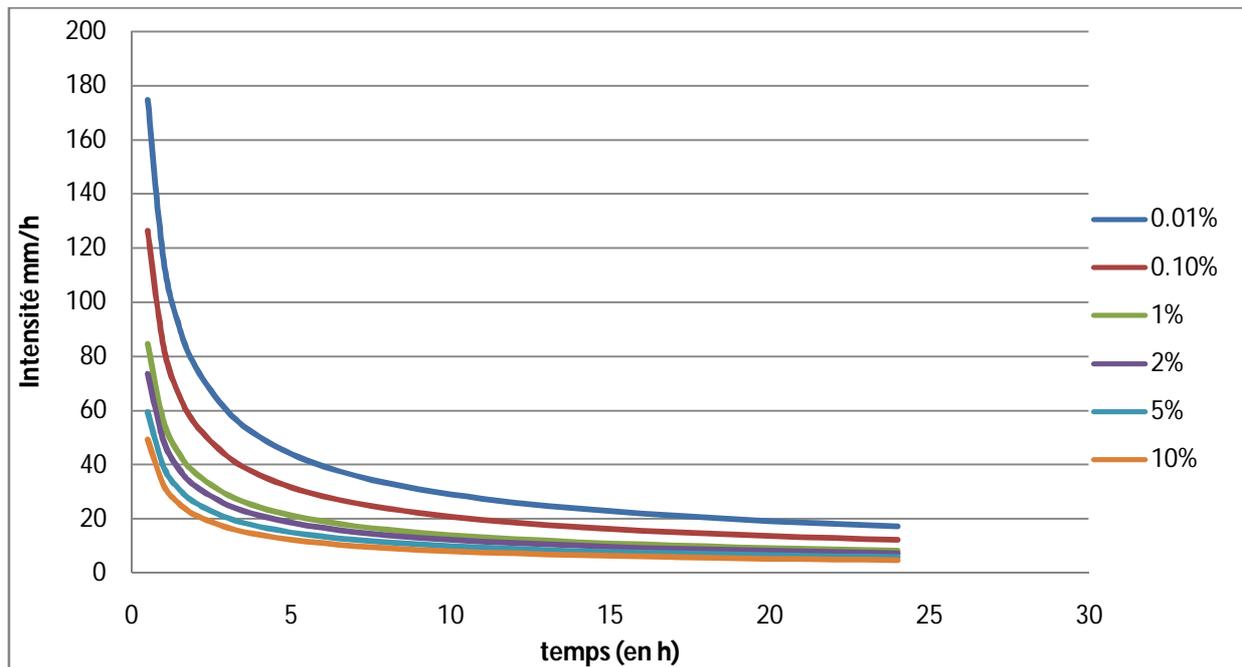


Figure III.12 représentation des intensités en fonction du temps pour les différentes fréquences

### III.8 Evaluation des apports liquides

#### III.8.1 la méthode d'analogie

Vu l'absence d'une station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée à la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports d'une station hydrométrique voisine et dans notre cas la station la plus proche est la station hydrométrique de Sidi Akacha (02-02-07) installée Sur l'Oued Allah et qui occupe une surface versante de **295 km<sup>2</sup>** et est située approximativement sur la moitié de la longueur totale ducours d'eau.

**TableauIII.23** La répartition des apports de la station de sidi Akacha.

Années d'observation	Apport annuel(Mm <sup>3</sup> )	Années d'observation	Apport annuel(Mm <sup>3</sup> )
1974 - 1975	11.11	1992 - 1993	8.81
1975 - 1976	53.18	1993 - 1994	15.55
1976 - 1977	13.08	1994 - 1995	23.71
1977 - 1978	9.61	1995 - 1996	11.89
1978 - 1979	65.00	1996 - 1997	11,17
1979 - 1980	35.91	1997 - 1998	13,29
1980 - 1981	40.1	1998 - 1999	22,42
1981 - 1982	7.20	1999 - 2000	26,05
1983 - 1984	5.60	2000 - 2001	11,09
1984 - 1985	10.50	2001 - 2002	23,23
1985 - 1986	27.65	2002 - 2003	8,13
1986 - 1987	40.94	2003 - 2004	4,82
1987 - 1988	7.37	2004 - 2005	7,77
1988 - 1989	7.44	2005 - 2006	22,78
1989 - 1990	3.45	2006 - 2007	17,44
1990 - 1991	17.11	2007 - 2008	9,87
1991 - 1992	8.19	<b>Apport interannuel</b>	<b>18.70</b>
1992 - 1993	8.81		
1993 - 1994	15.55		
1994 - 1995	23.71		
1995 - 1996	11.89		
1996 - 1997	11,17		
1997 - 1998	13,29		
1998 - 1999	22,42		
1999 - 2000	26,05		
2000 - 2001	11,09		
2001 - 2002	23,23		
2002 - 2003	8,13		
2003 - 2004	4,82		
2004 - 2005	7,77		
2005 - 2006	22,78		
2006 - 2007	17,44		
2007 - 2008	9,87		

Nombre d'année d'observation : N=33 ans

Pour la détermination des apports du bassin versant en utilisant la méthode d'analogie avec le bassin versant voisinant de l'Oued Allalah , on utilise la formule suivante :

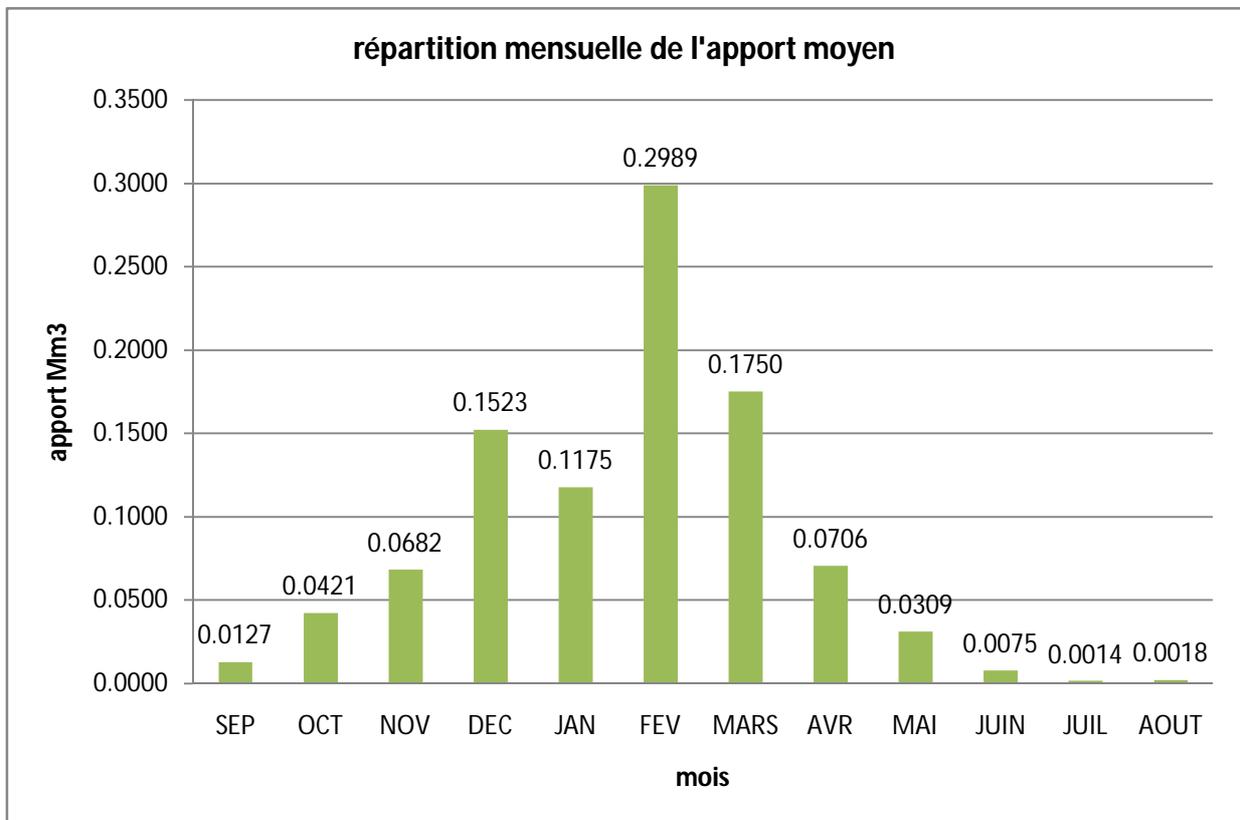
$$A_{interannuel}^{site} = \frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{station}} \cdot A_{interannuel}^{station} \dots\dots\dots III-29$$

$$A_{interannuel}^{site} = 0.98 \text{ Mm}^3$$

La répartition mensuelle de l'apport moyen est donnée par le tableau suivant :

**TableauIII.24** Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
$A_{moy\ men}^{sta}$ Mm <sup>3</sup>	0.265	0.881	1.425	3.186	2.458	6.252	3.661	1.477	0.647	0.157	0.028	0.037
$A_{moy\ men}$ %	1.296	4.297	6.954	15.54	11.99	30.498	17.861	7.206	3.157	0.769	0.138	0.181
$A_{moy\ men}^{site}$ Mm <sup>3</sup>	0.0127	0.0421	0.0682	0.1523	0.1175	0.2989	0.1750	0.0706	0.0309	0.0075	0.0014	0.0018



**FigureIII.13** Répartition mensuelle de l'apport moyen de site

**III.8.2 Calcul des Apports fréquentiels**

Pour l'estimation fréquentielle des apports on utilise soit le modèle logarithmique, soit le modèle de Pearson III. Cependant, en Algérie les apports suivent la loi Person III de façon adéquate.

Pour l'estimation des apports liquides mensuels pour le dimensionnement d'un barrage on se base sur la loi Pearson III, qui est comme suit :

$$A_{80\%} = [(Cv * F_{p\%}) + 1] . A_0 \dots\dots\dots III-30$$

Sachant que :

$A_0$  apport moyennuel.

$Cv$  : est le coefficient de variation.

$FP\%$  est la fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

Pour une fréquence de 80% = -0.85 ;

❖ **Caractéristiques de l'écoulement**

**A- Module de l'écoulement**

$$M_e = A_{moy} / T \dots\dots\dots III-31$$

**$M_e = 31.07$  l/s**

**B- Module de l'écoulement relatif (spécifique)**

$$M_0 = M_e / S_{BV} \dots\dots\dots III-32$$

**$M_0 = 2.00$  l/s/km<sup>2</sup>**

**C- la lame d'eau écoulée**

$$L_e = A_{moy} / S_{BV} \dots\dots\dots III-33$$

**$L_e = 63.22$  mm**

Avec :

$S_{BV}$  : Superficie du bassin ( $S=15.50$  Km<sup>2</sup>).

$A_{moy}$  : Apport moyen annuel =  $0.98$  Mm<sup>3</sup>

$T$  : Temps d'une année en secondes  $T = 31.536106 * 10^6$  s

**D- Coefficient de l'écoulement:**

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \dots\dots\dots III-34$$

**$C_e = 0.12$**

❖ **Détermination de Cv par les formules empirique**

➤ Formule de Kristky- Menkel

$$Cv = \frac{0.83}{(S^{0.06} \cdot M0^{0.27})} \dots \dots \dots III-35$$

Avec : M0 : module de l'écoulement relatif

AN : **Cv = 0.58**

➤ **Formule de Sokolowski**

$$Cv = a - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots \dots \dots III-36$$

Sachant que:  $a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M0$

M0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km<sup>2</sup>).

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

**Cv = 0.62**

➤ **Formule Algérienne de N. Padoun**

$$Cv = \frac{0.93 K}{M0^{0.23}} \dots \dots \dots III-38$$

Avec : K : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00)

On prend : **K=0.8**

M0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km<sup>2</sup>).

**AN Cv = 0.63**

➤ **Formule d'Antonov**

$$Cv = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots \dots \dots III-39$$

**AN :Cv = 0.36**

**Tableau III-25 : Récapitulatif des coefficients de variation de l'écoulement calculés**

Formule	coefficient de variation Cv
Algérienne de N.N. PADOUM	<b>0.63</b>
KRISTEKLY MENKEL	<b>0.62</b>
SOKOLOVSKI	<b>0.58</b>
ANTONOV	<b>0.36</b>
CV_MOYEN	<b>0.55</b>

On prend **Cv = 0,55**, et d'après le tableau de Rybkine-Foster on a  $F_{p\%} = -0.85$

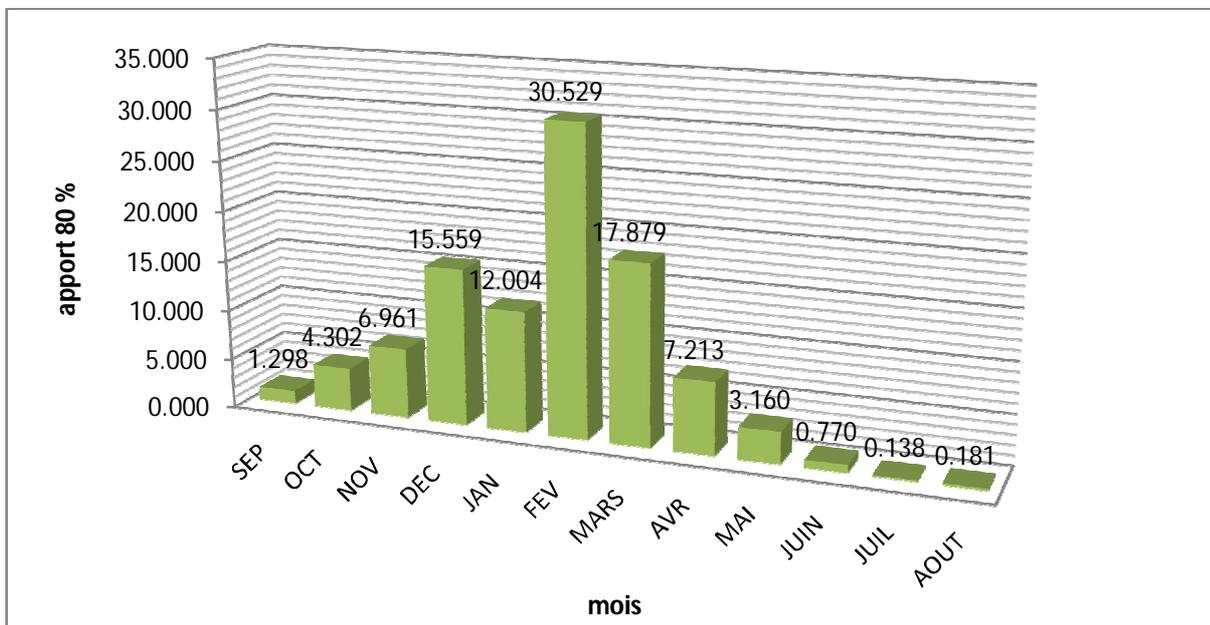
Donc :  **$A_{80\%} = 0.52 Hm^3$**

**III.8.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%**

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :

**Tableau II.26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%**

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
Apport %	1.3	4.3	7.00	15.54	12	30.50	17.86	7.21	3.16	0.77	0.14	0.2
$app_{80\%}$ Mm <sup>3</sup>	0.006 8	0.02 24	0.03 62	0.080 91	0.062 42	0.158 75	0.092 97	0.0375 1	0.016 43	0.004 00	0.0007 2	0.000 94



**Figure III.14 Apports mensuels calculés (Fréquence : 80%)**

**III.9 Transport solide et détermination du volume mort :**

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

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Pour l'estimation de l'érosion, on s'est référé sur les formules empiriques les plus utilisées :

**III.9.1 Formule de Fournier**

Le volume s’obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{III-40}$$

Avec : E<sub>s</sub> : Erosion spécifique (t/km<sup>2</sup>/an).

T : Durée de vie du barrage (30 ans).

γ<sub>s</sub> : Poids spécifique des sédiments (1.6 t/m<sup>3</sup>).

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

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots \text{III-41}$$

Avec : E<sub>s</sub> : érosion spécifique (t/Km<sup>2</sup>an)

P<sub>m</sub> : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). P<sub>m</sub> = 76,1mm.

P<sub>a</sub> : Pluie moyenne annuelle (mm) P<sub>a</sub> = 532.5mm.

h= 45%(H<sub>max</sub>- H<sub>min</sub>) (m); : h = 250.65 m.

h<sub>max</sub>: Altitude maximale =850m.

H<sub>min</sub> : Altitude minimale = 293 m.

S : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>) S= 15.50 Km<sup>2</sup>.

**A.N**

$$E_s = \frac{1}{36} \left( \frac{76^2}{532,5} \right)^{2,65} \left( \frac{250.65^2}{15.5} \right)^{0,46} = 694.7 \text{ t/km}^2/\text{an} \quad E_s = 694.7 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{694.7 \times 15.5 \times 30}{1,6} = 0.19 \text{ Mm}^3 \quad V_m = 0.190 \text{ Hm}^3$$

**III.9.2 Formule de TIXERONT:**

$$V_m = (1,05; 1,1) \frac{Q_s}{\tau} * T \dots\dots\dots \text{III-42}$$

T : durée de l’envasement La garde d’envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 30 ans

Q<sub>s</sub> : Débit solide en tonne /an

$\tau$  : Poids spécifiques moyen des sédiments  $\tau = 1.6 \text{ T/m}^3$ .

$$Q_s = T_s * S_{Bv} \dots \dots \dots \text{III-42}$$

$T_s$  : Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$$

Avec :  $S_{Bv}$  : Superficie du bassin ( $S=15.5 \text{ Km}^2$ ).

$T_s$  : le transport solide en ( $\text{t/Km}^2/\text{an}$ ).

$L_0$  : la lame écoulée en (mm). 63.22mm

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha=210$ (moyenne perméabilité).

$$T_s = 626,9 \text{ (t/Km}^2/\text{an)}.$$

$$Q_s = T_s * S_{Bv} = 10.10 * 10^3 \text{ tone/an}$$

$$\text{AN: } V_m = 0.19 \text{ Hm}^3$$

### Conclusion :

$$V_m = 0.19 \text{ Hm}^3$$

### III.10 Etude des crues

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les ingénieurs et concepteurs de barrage, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue.

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet.

Plusieurs méthodes peuvent être exploitées pour estimer les crues :

**1-Méthodes statistiques** : consiste à faire un ajustement sur les séries de données de débits maximal observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal ou Person III) et d'extrapoler les débits de pour des fréquences données. Cet ajustement requiert l'existence de stations de jaugeage. Dans le cas d'absence de stations ou données insuffisantes cette méthode ne peut être utilisée.

**2-Méthodes empiriques** : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins et aux précipitations. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules et méthodes avant de conclure sur le débit de projet.

**3-Méthodes pseudo-déterministes** : il s’agit de méthodes relativement récentes élaborées en fonction de modèles pluie-débit déterministes dont les paramètres sont tirés d’averses observées sur plusieurs événements pluvieux.

**4-Méthodes analogiques** : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques observées sur des sites jaugés, qu’on applique sur le site non-jaugée par analogie de quelques paramètres importants tels que le rapport des superficies ou de précipitations.

➤ **Méthodes empiriques :**

Étant donné qu’aucune station n’est disponible et qui soit proche du site, on se réfère sur les formules empiriques et pseudo-déterministes les plus utilisées.

**1-Formule de Mallet –Gauthier :**

Le débit de crue est calculé comme suit :

$$Q_{max,p\%} = 2k \log (1+20 * p_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots \dots \dots \text{III-43}$$

$p_{moy}$  : précipitation moyenne interannuelle.=532.5 mm

S:surface du bassin versant =15.50 km

L:longueur du talweg principal (7.07km)

K:constant dépend des caractéristiques du bassin (1÷3) on prend K=1

T: période de retour en années.

**TableauIII.27** débits maximums par Mallet –Gauthier

<b>T (ans)</b>	10	20	50	100	1000	10 000
<b>Qmax(m3/s)</b>	92.83	106.49	122.24	132.91	163.44	189.11

**2- La formule de Turazza**

Cette formule fait intervenir un paramètre qui dépend de la forme de l’hydrogramme, et qui est fonction de la superficie des bassins versants, le débit de crue est :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C}{3.6} * \frac{Ptc}{Tc} * S \dots \dots \dots \text{III-44}$$

Où : Q est le débit de crue (m3/s) ;

Ptc : est la pluie correspondant au temps de concentration (mm) ;

C : coefficient de ruissellement pour différentes périodes retour

S : Superficie du BV (km²) ;

**TableauIII.28** débits maximums par Turazza

<b>T (ans)</b>	10	20	50	100	1000	10 000
<b>C RUI</b>	0.55	0.6	0.65	0.7	0.8	0.85
<b>Ptc /tc</b>	18.78	22.66	28	32.21	48.07	66.53
<b>Qmax(m3/s)</b>	44.47	58.54	78.36	97.08	165.57	243.48

### 3- Méthode des isochrones

La méthode dérivée de la méthode rationnelle, elle est basée sur les courbes isochrones qui représentent les courbes d'égal temps de concentration des eaux sur le bassin versant. Ainsi, l'isochrone la plus éloignée de l'exutoire représente le temps mis pour que toute la surface du bassin versant contribue à l'écoulement à l'exutoire après une averse uniforme.

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'embouchure est le même.

L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène.

- **Construction du réseau isochrone**

Le tracé du réseau consiste à :

□□ Diviser le réseau d'écoulement en segments de longueurs constantes à partir de l'embouchure jusqu'à la partie amont des plus petits talwegs tributaires ;

□□ Après numérotation, chacun des points est caractérisé par 3 paramètres :

1. La distance à l'embouchure ;

2. L'élévation relative ;

3. Le temps de parcours de l'eau ; c'est ce paramètre qui apparaît sur la carte topographique du bassin versant

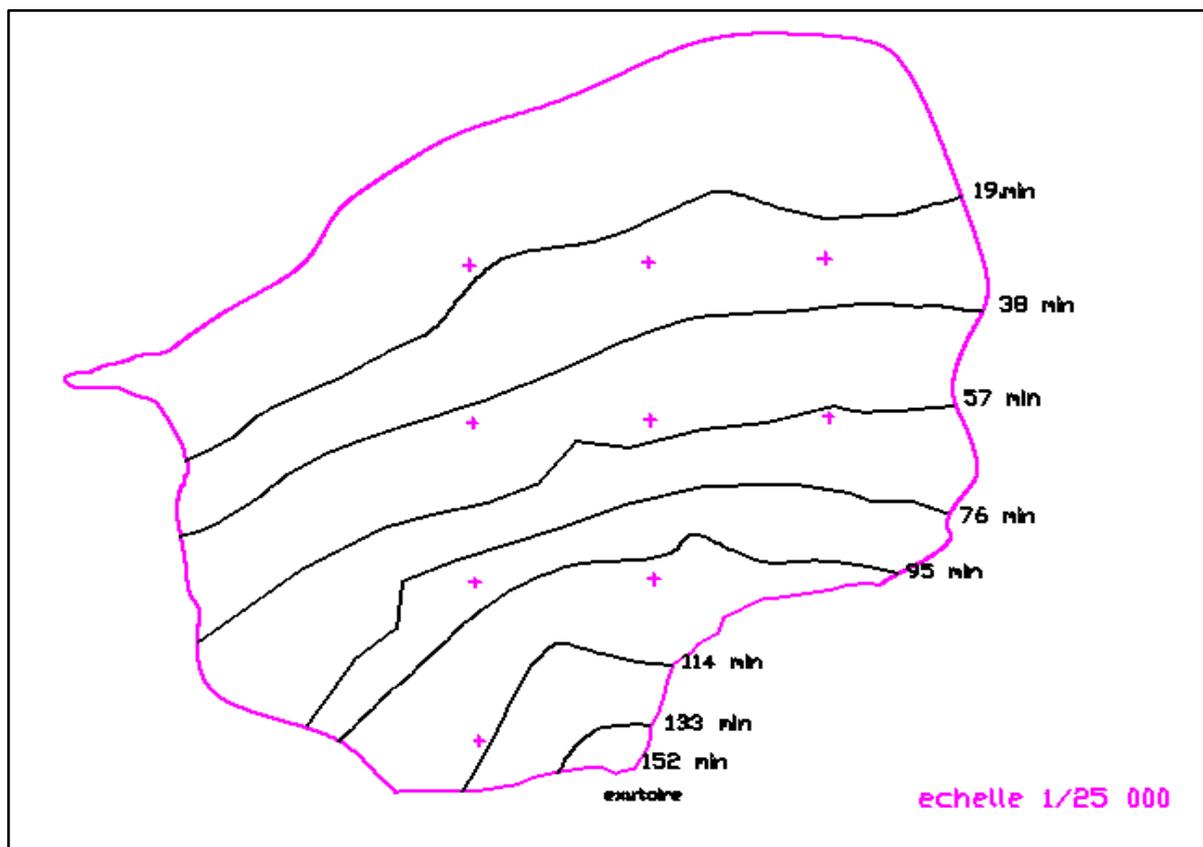


Figure III. 15 Répartition des isochrones du bassin versant

• **Surfaces débitantes**

Ce sont les surfaces comprises entre deux courbes isochrones, elles sont tirées à partir du tracé du réseau des isochrones.

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{max} p\% = \frac{(S_{max} \cdot I_{eff})}{3.6} \dots\dots\dots III-45$$

Avec : S : surface maximum débitante (km<sup>2</sup>)

I<sub>eff</sub> : Intensité efficace (mm/h), tel que : I<sub>eff</sub> = P<sub>eff</sub>/T<sub>eff</sub>

Sachant que : P<sub>net p%</sub> = P<sub>max p%</sub> \* (t/24)<sup>b</sup>

b = 0.40

P<sub>eff</sub> = P<sub>net</sub> – D

P<sub>net</sub> : pluie nette

P<sub>eff</sub> : pluie efficace

D : le déficit d'écoulement, il est estimé à 20% de la lame écoulée.

**Tableau III.29** La répartition des surfaces débitantes

Nombre de surface	Surfaces Partielles	Surfaces débitantes
1	4.27	4.27
2	2.76	7.03
3	2.78	9.81
4	2.14	11.95
5	1.34	13.29
6	1.56	14.85
7	0.54	15.39
8	0.11	15.5

**Tableau III.30** Calcul des débits maximum de crue

Durée h	Si (km <sup>2</sup> )	P <sub>net</sub> (mm)	D (mm)	P <sub>eff</sub> (mm)	I <sub>eff</sub> (mm/h)	Q <sub>max</sub> m <sup>3</sup> /s
0.32	4.27	20.54	4.11	16.43	51.89	61.47
0.63	7.03	27.10	5.42	21.68	34.23	66.82
0.95	9.81	31.87	6.38	25.50	26.84	73.15
1.27	11.95	35.76	7.15	28.61	22.58	75.00
1.58	13.29	39.10	7.82	31.28	19.75	72.94
1.90	14.85	42.06	8.41	33.65	17.71	73.06
2.22	15.40	44.73	8.95	35.79	16.145	69.05
2.53	15.51	47.19	9.44	37.75	14.90	64.18

On fait les mêmes étapes pour les autres périodes de retour, le débit max de chaque période est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III.31** le débit max de chaque période de retour

T (ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	75.00	90.520	111.86	128.67	192.03	265.74

Les débits de crue calculés pour différentes méthodes sont résumés comme suit :

**Tableau III.32** Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes

T (ans)	Q 10	Q 20	Q 50	Q 100	Q 1000	Q 10 000
Formule de Mallet	92.83	106.49	122.24	132.91	163.44	189.11
La formule de Turazza	44.47	58.54	78.36	97.08	165.57	243.48
Méthode des isochrones	75.00	90.52	111.86	128.67	192.03	265.74
La moyenne	70.76	85.18	104.15	119.55	173.68	232.77

**Conclusion**

Pour la détermination des hydrogrammes de crues probables on prend les débits déterminés par la méthode des isochrones, car c'est la méthode la plus précise.

**III.11 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky**

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

Pour la montée de la crue :  $Q_m = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m}\right)^2$  ..... III-46

Pour la décrue :  $Q_d = \left(\frac{T_d - T}{T_d}\right)^3$  ..... III-47

Avec :

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

$Q_d$  : débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s) ;

$t_m$  : temps de la montée de la crue en heures ;

$t_d$  : temps de la décrue en heures ;

$Q_{max}$  : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s) ;

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

**$t_m = t_c$** (pour les petits bassins versants), avec  $t_c$  est le temps de concentration du bassin versant (heures).

**$t_d = \delta t_m$** ;

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

( $\delta = 2$  ; voir le Tableau N° ) ;

$t_d = 2 * 2.53 = 5.07$  heures ;

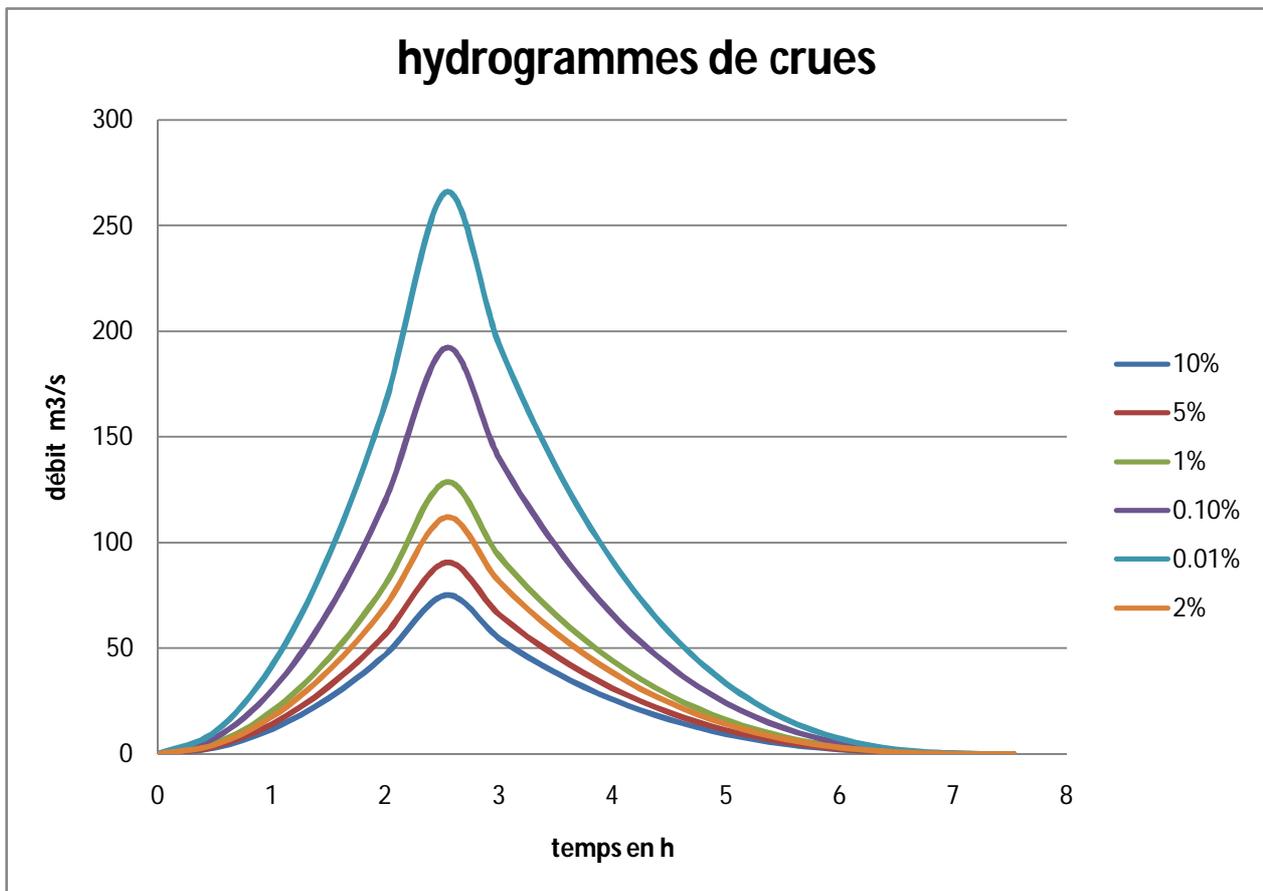
**$t_b = t_m + t_d = 7.6$  h**

**Tableau III-32** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

**Tableau III.33** Récapitulatif des résultats des Hydrogramme de crues

période de retour (ans) Temps (h)	Débit de crue du période de retour					
	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	1000 ans	10 000 ans
0	0	0	0	0	0	0
0.5	2.93	3.54	4.37	5.03	7.50	10.38
1	11.72	14.14	17.48	20.10	30.00	41.52
1.5	26.36	31.82	39.32	45.23	67.50	93.41
2	46.87	56.57	69.90	80.41	120.00	166.06
2.53	75	90.52	111.86	128.67	192.03	265.74
3	54.675	65.99	81.55	93.80	139.99	193.72
3.5	38.4	46.35	57.27	65.88	98.32	136.06
4	25.725	31.05	38.37	44.13	65.87	91.15
4.5	16.2	19.55	24.16	27.79	41.48	57.40
5	9.375	11.32	13.98	16.08	24.00	33.22
5.5	4.8	5.79	7.16	8.23	12.29	17.01
6	2.025	2.44	3.02	3.47	5.18	7.17
6.5	0.6	0.72	0.89	1.03	1.54	2.13
7	0.075	0.09	0.11	0.13	0.19	0.27
7.5	0	0	0	0	0	0



**Figure III.16** Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

### III.12 Choix de la crue projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent, la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue.

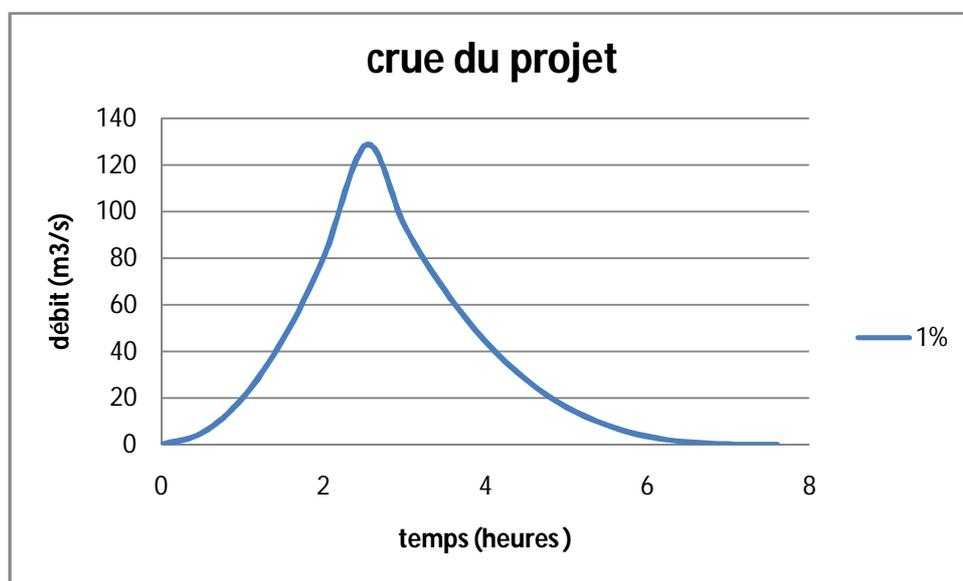
La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10<sup>-2</sup> à 10<sup>-4</sup>). Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts que peut induire une rupture.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

**Tableau III.34** Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet)

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie	1/100 000 à 1/10 000
Importants : pas de pertes de vies	1/10 000 à 1/1000
Faibles : pas de perte de vies	1/1000 à 1/100

Pour le cas de notre retenue, qui est dégagée et inhabitée en aval, nous constatons que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faible ainsi que pour les dommages matériels, donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité de 1 % (T = 100 ans), en prenant une marge de sécurité, le débit de projet est pris égal à **Q1% = 130 m<sup>3</sup>/s**.



**Figure III.17** hydrogramme de crue du projet

**III.13 Régularisation de l'écoulement**

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnrière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique de la retenue pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume de la retenue le plus important du point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions de garantie sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir de la retenue. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- ★ Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- ★ La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- ★ Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

**III.13.1 Courbes caractéristiques de la retenue**

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

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H \dots\dots\dots \text{III-48}$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V_{1-2} \dots\dots\dots \text{III-49}$$

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H_{i,i+1} \dots\dots\dots \text{III-50}$$

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

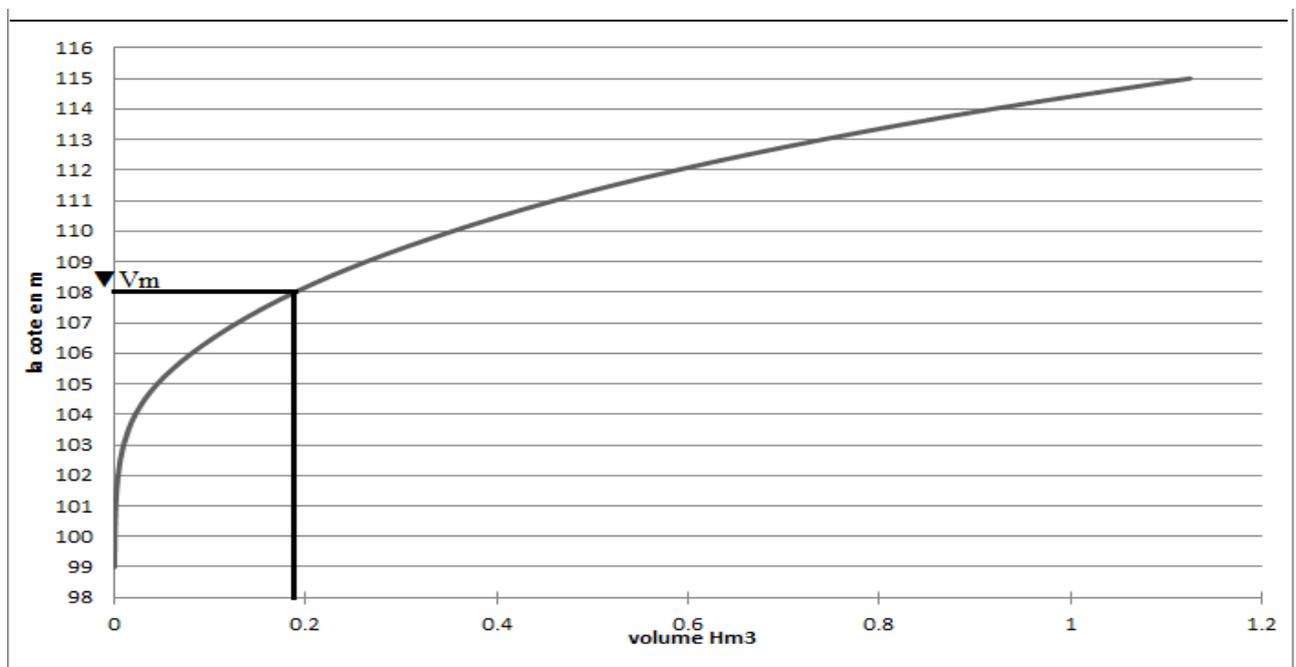
$S_{i+1}$  : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  en  $m^2$

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

$\Delta V_i$ : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives ( $m^3$ )

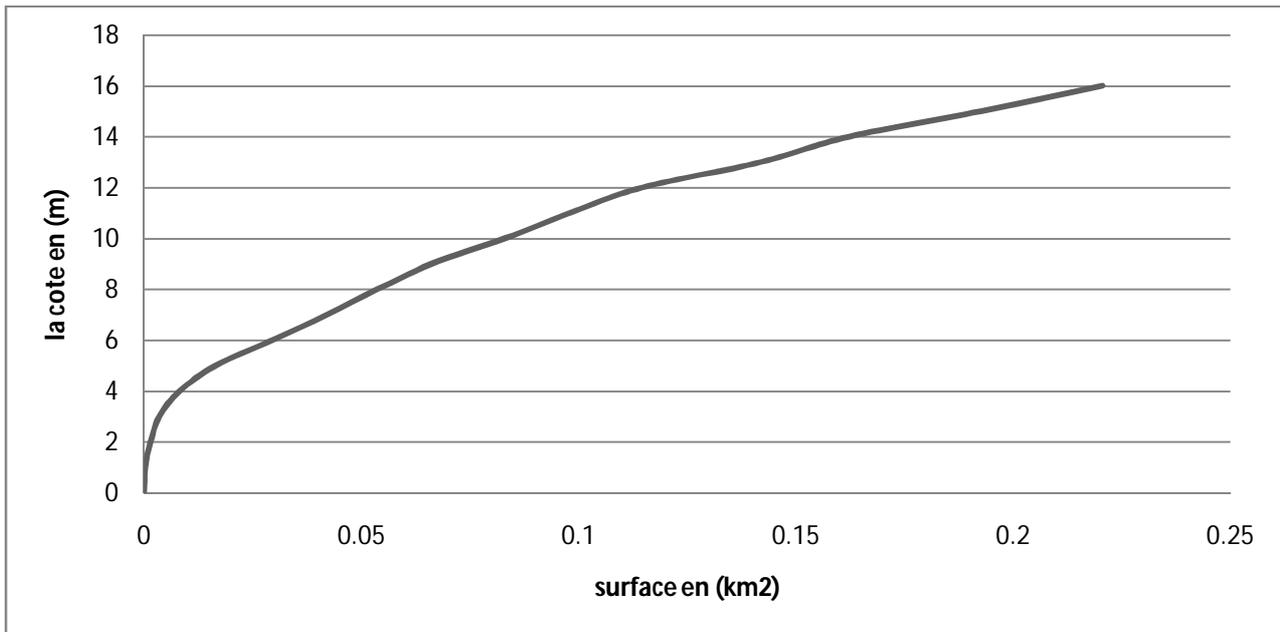
**Tableau III.35** Caractéristiques topographiques de la retenue.

Cote	H (m)	S ( m <sup>2</sup> )	S moy ( m <sup>2</sup> )	Δ H (m)	Δ V (hm <sup>3</sup> )	V <sub>cumulé</sub> (hm <sup>3</sup> )
99	0	0	160	1	0.0002	0
100	1	320	910	1	0.0009	0.0002
101	2	1500	2500	1	0.0025	0.0011
102	3	3500	5830	1	0.006	0.0036
103	4	8160	12310	1	0.012	0.0095
104	5	16460	23030	1	0.023	0.0218
105	6	29600	35910	1	0.036	0.0448
106	7	42220	47980	1	0.048	0.0807
107	8	53740	59950	1	0.056	0.1287
108	9	66160	74610	1	0.075	0.1886
109	10	83060	90520	1	0.091	0.2632
110	11	97980	106330	1	0.106	0.3538
111	12	114680	128390	1	0.128	0.4601
112	13	142100	152220	1	0.152	0.5885
113	14	162340	177530	1	0.177	0.7407
114	15	192720	206690	1	0.206	0.9182
115	16	220660				1.1249



FigureIII.18 Courbes Capacité –Hauteur

La cote du volume mort se trouve à 108 m NGA



**Figure III.19** Courbes Surface - Hauteur

### III.13.2 Répartition des besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued Sidi salemest de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La surface qu'on a à irriguer est de 80 Ha.

La répartition des besoins est comme suit :

**Tableau III.36** Répartition mensuelle des besoins.

mois	sep	oct	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
$U_{irr}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.028	0	0	0	0	0	0	0.025	0.05	0.084	0.065	0.065

### III.13.3 Calcul du volume utile :

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

- L'apport annuel A80%.
- La consommation U80%.
- Le volume mort de la retenue.

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

#### Procédé de calcul :

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".

- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

-Détermination du volume à évacuer.

Les calculs se font comme suit :

$$v_{rf} = v_{ri} + (W-U) \dots \dots \dots \text{III-50}$$

Avec :  $v_{rf}$  : volume de remplissage final.

$v_{ri}$  : Volume de remplissage initial

S : volume excédentaire à évacuer

**Remarque** : si les apports sont supérieurs aux besoins on opte pour une régularisation saisonnière

➤ **Détermination de la période de bonne hydraulicité**

**Tableau III.37** les résultats de calculs

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
$W_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.0068	0.0224	0.0362	0.08091	0.06242	0.15875	0.09297	0.03751	0.01643	0.00400	0.00072	0.00094
$U_{irr}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.024	0	0	0	0	0	0	0.0192	0.0288	0.048	0.065	0.065
$W_{80\%} - U_{80\%}$	-0.0172	0.02240	0.03620	0.08091	0.06242	0.15875	0.09297	0.01831	-0.0123	-0.0440	-0.0642	-0.0640

En analysant le bilan Apports-Consommation on voit que la période à bonne hydraulicité (Période excédentaire) est celle correspondant du mois d’Octobre-Avril.

On a  $V_s = 0.47196 \text{ Mm}^3$

$V_d = 0.2019 \text{ Mm}^3$

Donc: la retenue fonctionne à **un seul temps**.

$V_s > V_d$  où :  $V_u = V_d$  Alors :  **$V_u = 0.2019 \text{ Mm}^3$**

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

D’où  $V_{NNR} = 0.2019 + 0.19 = 0.3919 \text{ Mm}^3$

➤ **Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d’exploitation c’est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

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

**1ère Consigne d’exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu’au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L’excédent d’eau est déversé par l’évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

**2ème Consigne d'exploitation**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Remplir et ensuite restituer au consommateur

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

**Tableau III.38** Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

Mois	A <sub>80%</sub>	U <sub>80%</sub>	A <sub>80%</sub> - U <sub>80%</sub>	1ère consigne			2ème consigne		
				V <sub>ri</sub>	V <sub>rf</sub>	S	V <sub>ri</sub>	V <sub>rf</sub>	S
Octobre	0.022	0	0.022	0.19	0.19		0.19		
				0.2124	0.2124		0.1676	0.19	0.022
Novembre	0.036	0	0.036	0.2486	0.2486		0.15380	0.19	0.036
Décembre	0.081	0	0.081	0.3296	0.3296		0.10910	0.19	0.080
Janvier	0.062	0	0.062	0.3920	0.3919	0.0001	0.12758	0.19	0.062
Février	0.159	0	0.159	0.5507	0.3919	0.1588	0.1219	0.19	0.068
Mars	0.093	0	0.093	0.4849	0.3919	0.0930	0.2807		
Avril	0.037	0.0192	0.0183	0.4102	0.3919	0.0183	0.3737		
Mai	0.016	0.0288	-0.0123	0.3796	0.3796		0.392		
Juin	0.004	0.048	-0.044	0.3356	0.3356		0.3796		
Juillet	0.0007	0.065	-0.0642	0.2713	0.2713		0.3356		
Aout	0.0009	0.065	-0.0640	0.2072	0.2072		0.2713		
sept	0.007	0.024	-0.0172	0.19	0.19		0.2072		
						0.270	0.19		0.270

Avec :

V<sub>rf</sub> : Volume de remplissage final

V<sub>ri</sub> : volume de remplissage initial

S : volume excédentaire à évacuer

➤ **Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :**

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

**a- Pertes par évaporation :**

On a:  $V_{ép} = Ev \cdot Smoy$  ..... III-51

Avec:

Ev: Evaporation mensuelle (mm)

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.

Smoy: Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

**b- Pertes par infiltration:**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \dots\dots\dots III-52$$

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

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

**Tableau III.39** Estimation des pertes par infiltration

Conditions Hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	> 100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour  $\delta=0,5$ . Le calcul des pertes est représenté dans le tableau N°II-45 suivant :

**Tableau III.40** Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V moy (Mm <sup>3</sup> )	S moy (Km <sup>2</sup> )	Evaporation (mm)	V evap (Mm <sup>3</sup> )	V inf (Mm <sup>3</sup> )	II (Mm <sup>3</sup> )	W-U- II (Mm <sup>3</sup> )
Oct	0.2012	0.07	64	0.00448	0.001006	0.005486	0.017
Nov	0.2305	0.075	48	0.0036	0.0011525	0.0047525	0.0315
Dec	0.2891	0.088	36	0.003168	0.0014455	0.0046135	0.0763
Jan	0.3608	0.098	36	0.003528	0.001804	0.005332	0.05702
Fev	0.392	0.105	36	0.00378	0.00196	0.00574	0.1531
Mar	0.392	0.105	72	0.00756	0.00196	0.00952	0.084
Avr	0.392	0.105	96	0.01008	0.00196	0.01204	0.0063
Mai	0.3858	0.102	120	0.01224	0.001929	0.014169	-0.0264
Jui	0.3576	0.096	156	0.014976	0.001788	0.016764	-0.061
Juil	0.30345	0.09	192	0.01728	0.00151725	0.01879725	-0.0831
Aout	0.23925	0.078	180	0.01404	0.00119625	0.01523625	-0.0791
Sep	0.1986	0.068	144	0.009792	0.000993	0.010785	-0.0282

On trouve  $V'_s = 0.42522 \text{ Mm}^3$

$V'_d = 0.277 \text{ Mm}^3$

La retenue fonctionne à **un seul temps**.

$V'_s > V'_d$  où :  $V'_u = V'_d$  Alors :  $V'_u = 0.277 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera  $V'_{\text{NRR}} = 0.2778 + 0.19 = 0.467 \text{ Mm}^3$

**Tableau III.41** Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

1	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	II (Mm <sup>3</sup> )	A <sub>80%</sub> - U <sub>80%</sub> - II (Mm <sup>3</sup> )	1ère consigne			2eme consigne		
					V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Octobre	0.022	0	0.0054	0.017	0.19	0.19		0.173	0.19	0.017
					0.207	0.207		0.1585	0.19	0.0315
Novembre	0.036	0	0.0047	0.0315	0.2385	0.2385		0.09028	0.19	0.09972
Décembre	0.081	0	0.0046	0.0763	0.3148	0.3148		0.16658	0.19	
Janvier	0.062	0	0.0054	0.05702	0.37182	0.37182		0.2236	0.2236	
Février	0.159	0	0.0057	0.1531	0.52492	0.467	0.05792	0.3767	0.3767	
Mars	0.093	0	0.009	0.084	0.551	0.467	0.084	0.4607	0.4607	
Avril	0.037	0.0192	0.012	0.0063	0.4733	0.467	0.0063	0.467	0.467	
Mai	0.016	0.0288	0.014	-0.0264	0.4406	0.4406		0.4406	0.4406	
Juin	0.004	0.048	0.0167	-0.0607	0.3799	0.3799		0.3799	0.3799	
Juillet	0.0007	0.065	0.0185	-0.0828	0.2971	0.2971		0.2971	0.2971	
Aout	0.0009	0.065	0.015	-0.0791	0.218	0.218		0.218	0.218	
sept	0.007	0.024	0.0108	-0.028	0.19	0.19		0.19	0.19	
							0.14822			0.14822

Estimation de l'erreur :

On a 
$$\zeta = \frac{V'u - Vu}{Vu} * 100$$

AN : 
$$\frac{0.277 - 0.2019}{0.2019} * 100 = 27 \% > 2 \%$$

Donc on continue à faire des calculs par des approximations jusqu'à trouve l'erreur < 2%

Dans la 2ème approximation, le V<sub>ri</sub> de la 1ère approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen V<sub>moy</sub><sup>2</sup> :

$$V_{moy}^2 = \frac{V_{ri1} + V_{ri2}}{2}$$

et refaire le calcul comme la 1ere approximation , jusqu'à obtenir une erreur  $E < 2\%$ .

**Tableau III.42** Les volumes des pertes dans la retenue (2eme approximation) :

Mois	$V_{moy}^2$ (Mm <sup>3</sup> )	S moy (Km <sup>2</sup> )	Evaporation (mm)	V evap (Mm <sup>3</sup> )	V inf (Mm <sup>3</sup> )	Π (Mm3)	W-U- Π (Mm3)
Oct	0.1985	0.068	64	0.004352	0.0009925	0.0053445	0.0186555
Nov	0.22275	0.073	48	0.003504	0.00111375	0.00461775	0.03158225
Dec	0.27665	0.085	36	0.00306	0.00138325	0.00444325	0.07645675
Jan	0.34331	0.095	36	0.00342	0.00171655	0.00513655	0.05728345
Fev	0.41891	0.105	36	0.00378	0.00209455	0.00587455	0.15292545
Mar	0.466	0.115	72	0.00828	0.00233	0.01061	0.08239
Avr	0.466	0.115	96	0.01104	0.00233	0.01337	0.00493
Mai	0.4528	0.112	120	0.01344	0.002264	0.015704	-0.028104
Jui	0.4091	0.102	156	0.015912	0.0020455	0.0179575	-0.0619575
Juil	0.33745	0.095	192	0.01824	0.00168725	0.01992725	-0.0842072
Aout	0.25675	0.08	180	0.0144	0.00128375	0.01568375	-0.0797437
Sep	0.2036	0.068	144	0.009792	0.001018	0.01081	-0.02801

On trouve  $V_s'' = 0.424223 \text{ Mm}^3$

$V_d'' = 0.28202 \text{ Mm}^3$

La retenue fonctionne à un seul temps.

$V_u'' = 0.28202 \text{ Mm}^3$

Estimation de l'erreur :

On a 
$$\zeta = \frac{V_u'' - V_u}{V_u} * 100$$

AN :  $\frac{0.28202 - 0.277}{0.277} * 100 = 1.8 \% > 2 \%$

Donc le volume utile  $V_u'' = 0.28202 \text{ Mm}^3$  et Le volume normal de la retenue sera :

$V_{NNR} = 0.28202 + 0.19 = 0.47202 \text{ Mm}^3$

Par projection de  $V_{NNR}$  sur la courbe capacité-hauteur on trouve  $\nabla V_{NNR} = 111.1 \text{ m NGA}$ .

**Tableau III.43** Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	II (Mm <sup>3</sup> )	A <sub>80%</sub> - U <sub>80%</sub> - II (Mm <sup>3</sup> )	1ère consigne			2ème consigne		
					V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Octobre	0.022	0	0.00534	0.018655	0.19	0.19		0.17134	0.19	0.01866
					0.208655	0.20865		0.15842	0.19	0.03158
Novembre	0.036	0	0.004617	0.0315822	0.240238	0.24024		0.11354	0.19	0.07646
					0.316694	0.31669		0.17449	0.19	0.01551
Janvier	0.062	0	0.005136	0.0572834	0.373978	0.37397		0.23178	0.23178	
					0.526903	0.47202	0.054883	0.38470	0.38470	
Mars	0.093	0	0.01061	0.08239	0.55441	0.47202	0.08239	0.46709	0.46709	
					0.47695	0.47202	0.00493	0.47202	0.47202	
Avril	0.037	0.0192	0.01337	0.00493	0.443916	0.44391		0.4406	0.4406	
					0.381958	0.38196		0.44392	0.44392	
Mai	0.016	0.0288	0.01570	-0.028104	0.297751	0.29775		0.38196	0.38196	
					0.218007	0.21801		0.29775	0.29775	
Juin	0.004	0.048	0.01795	-0.061957	0.19	0.19		0.21801	0.21801	
					0.14220	0.19	0.19	0.14220		
Juillet	0.0007	0.065	0.01993	-0.084207						
Aout	0.0009	0.065	0.01568	-0.079743						
sept	0.007	0.024	0.01081	-0.02801						

**III.14 Laminage des crues**

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils véhiculent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande.

Parmi tous les risques qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue représente l'accident le plus grave.

Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose elle se fait par un laminage de crue.

**Définition :**

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels. Le laminage naturel a lieu le long du tronçon de rivière. Les forces de frottement du fond du canal et des berges causent une réduction de la pointe de l'hydrogramme.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par des méthodes numériques hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Muskungum, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autre méthodes.

Dans notre cas, nous avons étudié deux méthodes :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode de Hidenblat.

Et enfin, le laminage permet de déduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation; vue que le coût de l'évacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage.

➤ **Principe de calcul**

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots\dots\dots III-53$$

- Avec :  $Q_c(t)$  : débit de crue entrant à l'instant (t) ;
- $q(t)$  : débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;
- S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \text{ ou } Q-q = S \frac{dh}{dt}$$

Et  $\frac{dh}{dt}$ , représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

**III.14.1 Méthode de Kotcherine**

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

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

Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b d'après la formule suivante:

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \dots\dots\dots \text{III-54}$$

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

b: largeur du déversoir (en m).

H0: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots \text{III-55}$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V0:vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ avec : } s = b \cdot (H + P) \dots\dots\dots \text{III-56}$$

P : la hauteur de pelle

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots \text{III-57}$$

Q%: débit maximum de crue considérée en m3/s.

Vch: volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

Vcr: volume de la crue correspondant au Q% (la surface de l'hydrogramme de la crue)

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{\%} \cdot T_b \dots\dots\dots \text{III-58}$$

Tb: temps global de la crue.

**TableauIII.44** données de départ

g (m.s <sup>-2</sup> )	9.81
α	1
Q <sub>1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	130
V <sub>cr 1%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0.972
m	0.49
p	1.5

**TableauIII.45** détermination du V<sub>ch</sub>, de la vitesse d'approche V<sub>moy</sub> et la charge globale Ho en fonction de b et H

b (m)	Hd (m)	cote PHE (m)	V <sub>forcé</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Q transi	Surf (m <sup>2</sup> )	v <sub>moy</sub> (m/s)	Ho (m)
4	0.5	111.6	0.058	3.069	2.5	1.228	0.577
6	0.75	111.85	0.083	8.458	5.25	1.611	0.882
8	1	112.1	0.133	17.363	9	1.929	1.190
10	1.25	112.35	0.168	30.333	13.75	2.206	1.498
12	1.5	112.6	0.208	47.848	19.5	2.454	1.807
14	1.75	112.85	0.248	70.345	26.25	2.680	2.116
16	2	113.1	0.268	98.222	34	2.889	2.425
18	2.25	113.35	0.323	131.854	42.75	3.084	2.735
20	2.5	113.6	0.378	171.587	52.5	3.268	3.044
22	2.75	113.85	0.428	217.755	63.25	3.443	3.354
25	3	114.1	0.468	281.947	78	3.615	3.666
28	3.25	114.35	0.508	356.064	94.25	3.778	3.977
32	3.5	114.6	0.568	454.776	115.5	3.937	4.290

Tableau III.46 détermination de Q et  $q_{\text{laminé}}$  en fonction de Hd et la largeur du déversoir b

Hd (m)	Ho (m)	V forcé (Mm <sup>3</sup> )	q laminé (Mm <sup>3</sup> )	Debit déversant m <sup>3</sup> /s											
				6m	8m	10m	12m	14m	16m	18m	20m	22m	25m	28m	32m
0.5	0.577	0.058	122.25	5.71	7.61	9.51	11.41	13.31	15.21	17.12	19.02	20.92	23.77	26.62	30.43
0.75	0.882	0.083	118.88	10.79	14.39	17.99	21.58	25.18	28.78	32.38	35.97	39.57	44.97	50.36	57.56
1	1.190	0.133	112.18	16.90	22.53	28.16	33.80	39.43	45.06	50.70	56.33	61.96	70.41	78.86	90.13
1.25	1.498	0.168	107.48	23.88	31.84	39.80	47.75	55.71	63.67	71.63	79.59	87.55	99.49	111.43	127.34
1.5	1.807	0.208	102.12	31.63	42.17	52.72	63.26	73.80	84.34	94.89	105.43	115.97	131.79	147.60	168.69
1.75	2.116	0.248	96.76	40.08	53.45	66.81	80.17	93.53	106.89	120.25	133.61	146.98	167.02	187.06	213.78
2	2.425	0.268	94.08	49.19	65.58	81.98	98.38	114.77	131.17	147.57	163.96	180.36	204.95	229.55	262.34
2.25	2.735	0.323	86.71	58.90	78.53	98.16	117.80	137.43	157.06	176.69	196.33	215.96	245.41	274.86	314.12
2.5	3.044	0.378	79.34	69.18	92.24	115.29	138.35	161.41	184.47	207.53	230.59	253.65	288.24	322.82	368.94
2.75	3.354	0.428	72.64	79.99	106.66	133.32	159.99	186.65	213.32	239.98	266.65	293.31	333.31	373.31	426.64
3	3.666	0.468	67.28	91.41	121.88	152.34	182.81	213.28	243.75	274.22	304.69	335.16	380.86	426.56	487.50
3.25	3.977	0.508	61.92	103.30	137.73	172.17	206.60	241.03	275.47	309.90	344.33	378.77	430.42	482.07	550.94
3.5	4.290	0.568	53.88	115.72	154.29	192.87	231.44	270.02	308.59	347.16	385.74	424.31	482.17	540.03	617.18

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe  $q \text{ laminé} = f(h)$  comme montre la figure suivante.

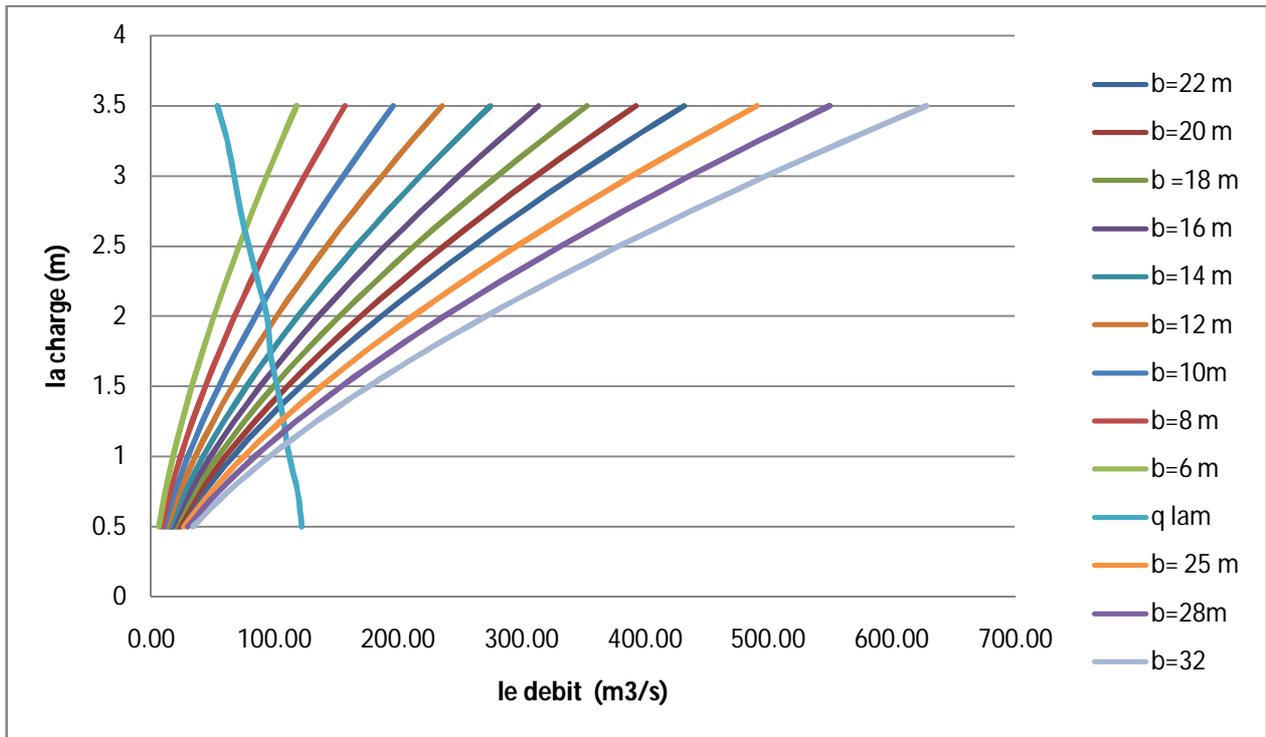


Figure III.20 courbes  $H = f(Q, q_{\text{lam}})$

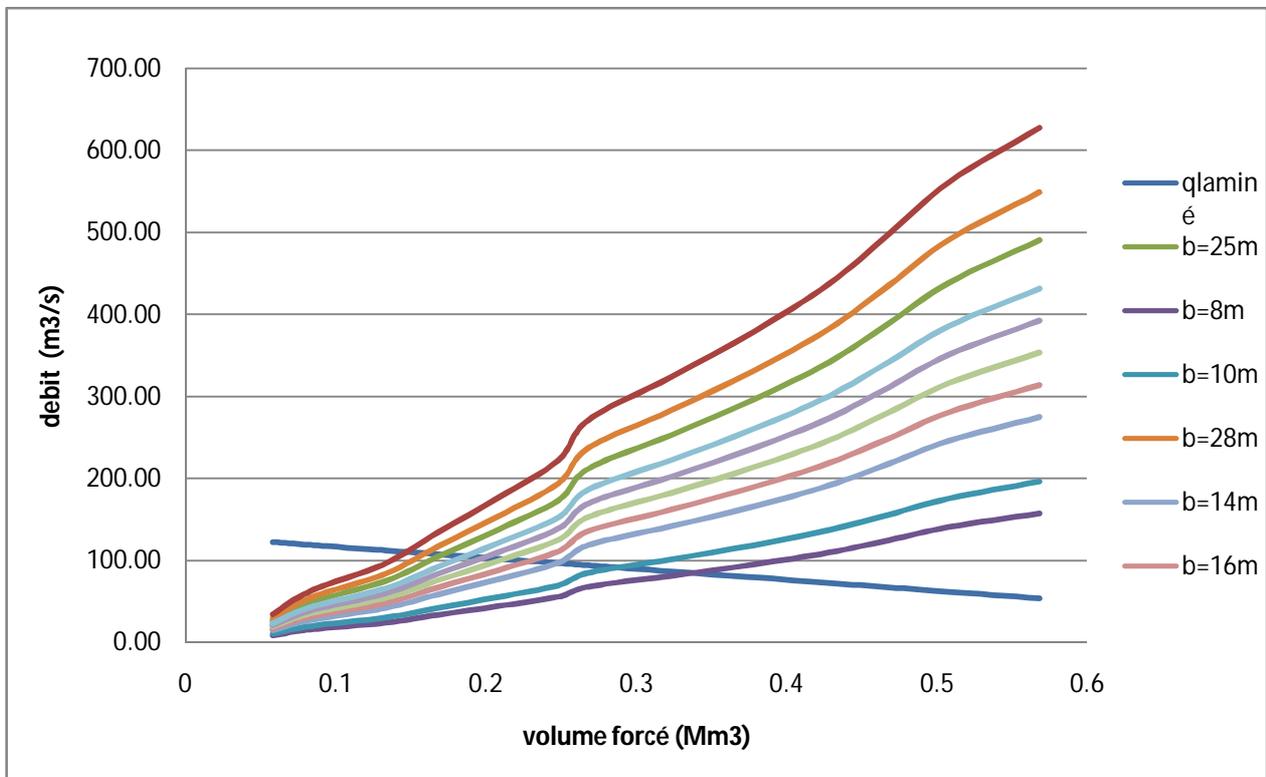


Figure III.21 COURBES  $V = f(Q, q)$

**III.14.2 La méthode de HILADERBLAT**

**Procédé de calcul du laminage**

Pour faire le laminage de crues il faut disposer de :

- Hydrogramme de crues fréquentiel  $Q_p\% = f(t)$
- Courbe de volume d'eau dans la retenue  $v=f(H)$
- Courbe des variations d'eau dans la retenue ou courbe des débits déversant

Le débit maximum peut-être calculé par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovesky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire.

$$q_{\max p\%} = 0.85 Q_{p\%} \left(1 - \frac{v_f}{V_{cp\%}}\right) \dots\dots\dots \text{III-59}$$

Avec :

$Q\%$  : débit maximum de crue considérée en  $m^3/s$ .

$V_{cp\%}$  : volume de la crue de probabilité  $p\%$

$V_f$  : volume déversant de sécurité (volume régularisable) ou forcé

D'après Kotchérine  $V_f = (0.05-0.2) V_{cp\%} \dots\dots\dots \text{III-60}$

$V_{cp\%}$  est l'aire du diagramme de crue de projet (voir **Figure III.17**)

➤ **Calcul du volume de la crue :**

C'est l'aire de l'hydrogramme

$V_{cp\%} = 0.972 \text{ Mm}^3$

Donc  $V_f = 0.194 \text{ Mm}^3$

Le débit maximum déversé sera :

$$q_{\max p\%} = 0.85 * 130 * \left(1 - \frac{0.194}{0.972}\right) = 88.4 \text{ m}^3/s$$

➤ **Détermination de H déversée :**

D'après la courbe  $v = f(H)$  :

Pour  $V = V_{nr} = 0.47202 \text{ Mm}^3$  on a  $H = 111.1 \text{ m}$

Pour  $V = V_{nr} + V_f = 0.66602 \text{ Mm}^3$  on a  $H = 112.6 \text{ m}$

Donc la hauteur déversée  $H_d = 1.5 \text{ m}$

➤ **Détermination de la largeur du déversoir**

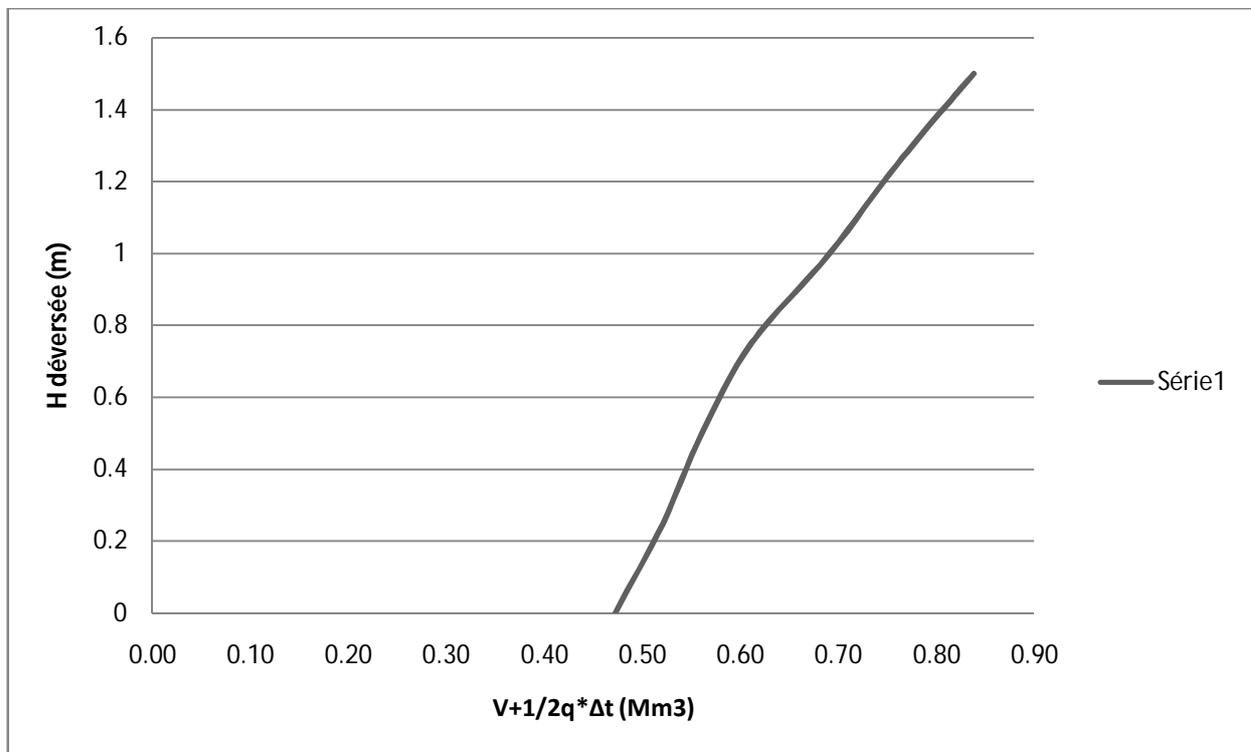
On a  $q_{\max p\%} = m * b * h^{3/2} \sqrt{2 * g} \dots\dots\dots \text{III-61}$

→  $b = \frac{q_{\max p\%}}{m * h^{3/2} \sqrt{2 * g}} = 22.1 \text{ m}$

Donc on prend  $b = 22 \text{ m}$

**Tableau III.47** volume et débit déversant pour  $b = 22$  m

Hd (m)	cote PHE (m)	le débit Q (m <sup>3</sup> /s)	$\frac{1}{2}q*\Delta t$ (Mm <sup>3</sup> )	Volume (Mm <sup>3</sup> )	$V+1/2q*\Delta t$ (Mm <sup>3</sup> )
0	111.1	0	0	0.47	0.47
0.25	111.35	5.969	0.0107	0.51	0.52
0.5	111.6	16.882	0.0304	0.53	0.56
0.75	111.85	31.014	0.0558	0.555	0.61
1	112.1	47.749	0.0859	0.605	0.69
1.25	112.35	66.732	0.1201	0.64	0.76
1.5	112.6	87.721	0.1579	0.68	0.84



**Figure III.22** Courbe des débits déversant

Tableau III.48 Calcul de l'hydrogramme laminé

Temps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$\bar{Q}$ (m <sup>3</sup> /s)	$\bar{Q} - q_s$	$(\bar{Q} - q_s) * \Delta t$	$V + \frac{1}{2}(\bar{Q} - q_s) * \Delta t$	qs (m <sup>3</sup> /s)
0	0	2.515	2.515	0.0045	0.472	0
0.5	5.03	12.565	12.183	0.0219	0.477	0.382
1	20.1	32.665	31.874	0.0574	0.498	0.791
1.5	45.23	62.82	50.054	0.0901	0.556	12.766
2	80.41	104.54	69.084	0.1244	0.646	35.456
2.53	128.67	111.235	45.302	0.0815	0.770	65.933
3	93.8	79.84	-7.881	-0.0142	0.852	87.721
3.5	65.88	55.005	-30.098	-0.0542	0.838	85.103
4	44.13	35.96	-35.634	-0.0641	0.783	71.594
4.5	27.79	21.935	-33.153	-0.0597	0.719	55.088
5	16.08	12.155	-28.614	-0.0515	0.660	40.769
5.5	8.23	5.85	-22.115	-0.0398	0.608	27.965
6	3.47	2.25	-17.227	-0.0310	0.568	19.477
6.5	1.03	0.58	-9.734	-0.0175	0.537	10.314
7	0.13	0.065	-5.549	-0.0100	0.520	5.614
7.5	0	0	-3.647	-0.0066	0.510	3.647
8	0	0	-2.501	-0.0045	0.503	2.501
8.5	0	0	-2.238	-0.0040	0.499	2.238
9	0	0	-1.742	-0.0031	0.495	1.742
9.5	0	0	-1.121	-0.0020	0.492	1.121
10	0	0	-0.080	-0.0019	0.490	1.080
10.5	0	0	-0.884	-0.0016	0.488	0.884
11	0	0	-0.702	-0.0013	0.486	0.702
11.5	0	0	-0.382	-0.0007	0.485	0.382
12	0	0	-0.135	-0.0002	0.484	0.135
12.5	0	0	0	0	0.472	0

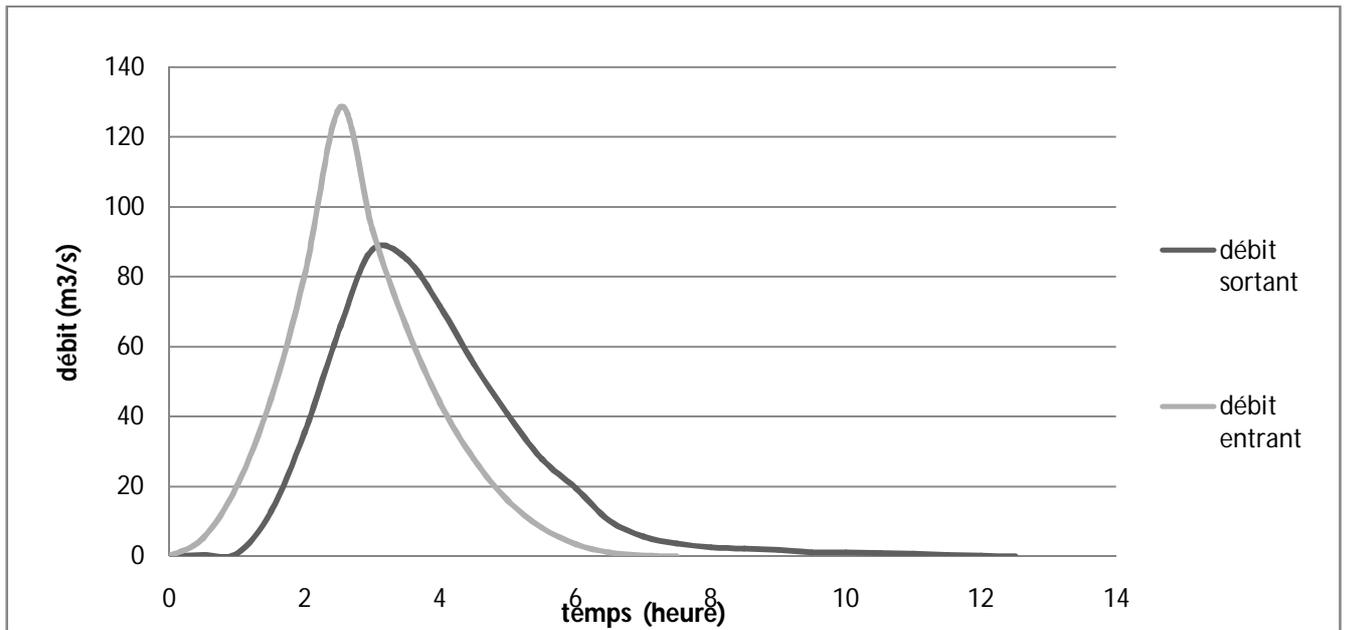


Figure III.23 hydrogramme de débit entrant et débit sortant

**III.15 Etude d'optimisation**

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

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

**III.15.1 Calcul du coût approximatif de la digue**

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

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum Vi \dots\dots\dots III-62$$

$$Vi = \frac{Si + Si+1}{2} * Li$$

Avec : **V i** : le volume du barrage à la cote **i**.

**S i** : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

**L i** : Distance entre deux coupes voisines.

On a : 
$$Si = \frac{b + Bi}{2} Hi \dots\dots\dots III-63$$

**B i** : Largeur de base donnée par : **Bi = (m1 + m2) Hi + bcr.**

**m1, m2** : Les fruits des talus.

**H i** : Hauteur de la tranche au point **i**

**bcr**: Largeur en crête (m).

➤ **Détermination de la hauteur du barrage**

**Hb** : Hauteur du barrage avec : 
$$H = \nabla NNR + R + h \text{ dév} + t \dots\dots\dots III-64$$

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

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

**A/ Calcul de la revanche**

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du paramètre fetch conditionné par la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

• **Formule de Mallet et Paquant**

$$R = h + \frac{v^2}{2g} + S \dots\dots\dots \text{III-65}$$

Avec :  $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$  et  $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h$

F : fetch en Km, f=0.8 km

$\frac{v^2}{2g}$  : Energie cinétique des vagues.

S : marge de sécurité on prend S=0,5m

A.N : h=0.798m ; V=2.032 m/s

D'où : **R=1,508 m**

• **Formule de Stevenson et Gaillard**

$$R = 0.75 H_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{III-66}$$

Avec :  $H_v$  la hauteur des vagues donnée par la formule

$$H_v = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \quad (\text{pour } F < 18 \text{ km})$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) donnée par la formule

$$V = 1,5 + 2H$$

A.N : H=0.808 m ; V=3.116 m/s

D'où : **R = 1.10 m**

• **Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{III-61}$$

On aura : **R = 1.268 m**

**NB :**

On remarque que la formule de Mallet et Paquant tient compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R = 1.6 m.**

**B/ La largeur en crête**

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

• **Formule de Knapen :**

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{Hb} \dots\dots\dots \text{III-62}$$

• **Formule d'E- F-Preece :**

$$B_{cr} = 1,1 \sqrt{Hb} - 1 \dots\dots\dots \text{III-63}$$

• **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$B_{cr} = 3,6 \sqrt[3]{Hb} - 3 \dots\dots\dots \text{III-64}$$

Avec :  $H_b$  : Hauteur du barrage ;  $H_b = \nabla \text{NNR} + h_{\text{dév}} + R + t$ .

On admet une valeur de (t = 0.3 m) pour le tassement de la retenue

**Tableau III.49:** Calcul de la hauteur de la retenue

<b>b [m]</b>	<b>h [m]</b>	<b>Hb [m]</b>
32	1.15	15.15
28	1.22	15.22
25	1.30	15.30
22	1.40	15.40
20	1.48	15.48
18	1.55	15.55
16	1.65	15.65
14	1.75	15.75
10	2.12	16.12

**Tableau III.50 :** Calcul de largeur en crête

<b>b [m]</b>	<b>h [m]</b>	<b>Hb [m]</b>	<b>Largeur en crête du barrage [m]</b>		
			<b>Formule de Knapen</b>	<b>Formule d'EF-Preece</b>	<b>Formule simplifiée</b>
32	1.15	15.15	7	6	6
28	1.22	15.22	7	6	6
25	1.30	15.30	7	6	6
22	1.40	15.40	7	6	6
20	1.48	15.48	7	6	6
18	1.55	15.55	7	6	6
16	1.65	15.65	7	6	6
14	1.75	15.75	7	6	6
10	2.12	16.12	7	6	6

On opte pour une largeur en crête de **Bcr =6 m**

➤ **Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversantes**

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

**Tableau III. 51** Calcul des volumes de la digue

<b>Digue N° 1 ( Hb = 15.15 m et b = 32 m )</b>						
<b>coupe</b>	<b>Li (m)</b>	<b>Hi (m)</b>	<b>Bi (m)</b>	<b>Si (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Si+1 (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Vi (m<sup>3</sup>)</b>
1	0	0	6	0	344.21	0
2	47	10.15	61.825	344.21	722.09	25058.02
3	55	15.15	89.325	722.09	350.42	29493.99
4	45	10.25	62.375	350.42	295.36	14530.19
5	46	9.33	57.315	295.36	488.38	18026.02
6	30	12.28	73.54	488.38	183.49	10077.94
7	48	7.15	45.325	183.49	0.00	4403.69
8	45	0	6	0	0	0

**Tableau III-52 Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :**

B (m)	Hb (m)	V (m <sup>3</sup> )	Coûts (DA)
32	15.15	101589.85	50794925
28	15.22	102733.98	51366990
25	15.30	104049.72	52024860
22	15.40	105706.61	52853305
20	15.48	107065.05	53532525
18	15.55	108217.42	54108710
16	15.65	109908.28	54954140
14	15.75	111099.96	55549980
10	16.12	118037.28	59018640

**Remarque :**

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 500 (DA).

**III.15.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues**

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

**- Coût du déversoir :**

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots \text{III-65}$$

Avec  $K=2,127$  et  $n=1,85$

On obtient :  $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$

**Avec :** H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc:  $V_{dev} = S b$ .

**Avec :** S : section transversale du profil ; b : largeur déversante.

**Remarque :**

**Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 45000(DA).** (Source : D.H.W Chlef)

**Tableau III-53 Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :**

Profile	B (m)	Hd (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coûts ( DA)
1	32	1.15	2.53	80.970	3076860
2	28	1.22	2.41	67.384	2560592
3	25	1.30	2.28	57.000	2166000
4	22	1.40	2.14	47.100	1789800
5	20	1.48	2.04	40.842	1551996
6	18	1.55	1.96	35.300	1341400
7	16	1.65	1.86	29.790	1132020
8	14	1.75	1.80	25.161	956118
9	12	1.95	1.50	15.046	571748

**- Coût du coursier**

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 75 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}}$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$L_{\text{cal}} = Q_{\text{max}}^{0.4} \dots \dots \dots \text{III-66}$$

**Tableau III.54 Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes**

N°	B (m)	Hd (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	L <sub>cal</sub> (m)	L <sub>cours</sub> (m)	H <sub>mur</sub> (m)	S ( m <sup>2</sup> )	V ( m <sup>3</sup> )	Coûts( DA)
1	32	1.15	110	6.55	7	1.95	5.45	408.8	15534400
2	28	1.22	107	6.48	6	2.02	5.02	376.5	14307000
3	25	1.3	105	6.43	6	2.1	5.10	382.5	14535000
4	22	1.4	104	6.41	6	2.2	5.20	390	14820000
5	20	1.48	102	6.36	6	2.28	5.28	396.2	15055600
6	18	1.55	100	6.31	6	2.35	5.35	401.2	15245600
7	16	1.65	98	6.26	6	2.45	5.45	408.8	15534400
8	14	1.72	96	6.21	6	2.52	5.52	414.2	15739600
9	10	2.12	90	6.05	6	2.92	5.92	444	16872000

Tableau II-55 : Tableau récapitulatif des prix totaux :

N°	B (m)	Hd (m)					Global
			Cote crête (m)	Digue	Déversoir	Coursier	
1	32	1.15	114.15	50794925	3076860	15534400	69406185
2	28	1.22	114.22	51366990	2560592	14307000	68234582
3	25	1.3	114.3	52024860	2166000	14535000	68725860
4	22	1.4	114.4	52853305	1789800	14820000	69463105
5	20	1.48	114.48	53532525	1551996	15055600	70140121
6	18	1.55	114.55	54108710	1341400	15245600	70695710
7	16	1.65	114.65	54954140	1132020	15534400	71620560
8	14	1.75	114.75	55549980	956118	15739600	72245698
9	10	2.12	115.12	59018640	571748	16872000	76462388

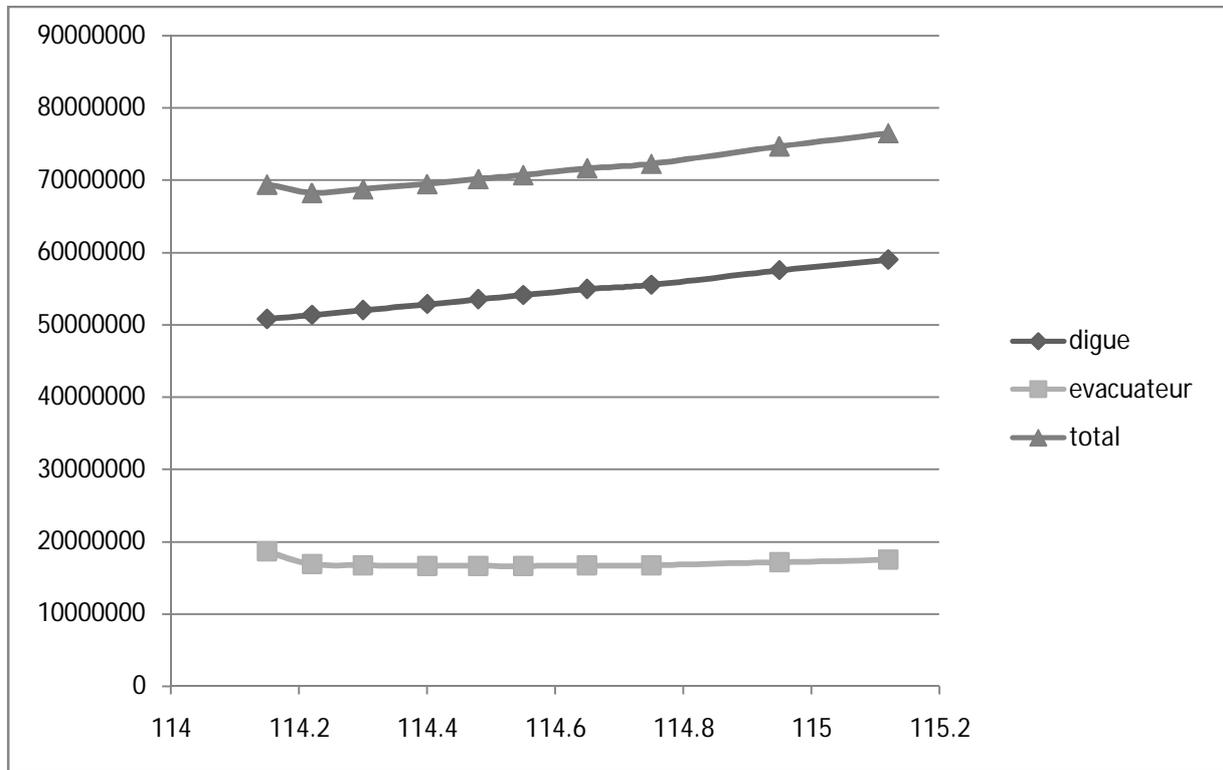


Figure III.24 Optimisation de la largeur d'évacuateur de crues

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué par plusieurs méthodes.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (Respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de ces calculs, notre choix a été basé sur le coût total minimal de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale « **b=28m** » et une cote en crête optimale de la digue égale à **114.22 m NGA**.

Les résultats de l'étude donnant les principales caractéristiques hydrologiques sont donnés par le tableau ci-dessous :

**Tableau III.56** Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage

<b>Désignation</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
Volume mort	Mm3	0.19
Volume utile	Mm3	0.28
Volume au NNR	Mm3	0.47
Côte du fond	m NGA	99
Côte NVM	m NGA	108
Côte NNR	m NGA	111.1
Côte NPHE	m NGA	112.32
Côte en crête	m NGA	114.22
Largeur en crête	M	6
Largeur du déversoir	M	28

***Chapitre IV***  
***Etude Des Variantes***

## **Chapitre VI :**

### **ETUDE DES VARIANTES**

#### **IV.1. Généralités**

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre (ou remblais) couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

Les caractéristiques géologiques et géotechniques sont la base fondamentale de cette étude. En effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

L'utilisation des digues en terre (ou en remblais) présente certains avantages et inconvénients.

#### **IV.1.a Avantages des digues en terre**

- ✓ Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- ✓ Possibilité d'utiliser une gamme variée de la terre de la cuvette ou des rives.
- ✓ Possibilité de construire des digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- ✓ Possibilité de construire la digue pour large gamme de hauteur des barrages.
- ✓ Tous les procédés de construction sont mécanisés.

#### **IV.1b Inconvénients des digues en terre**

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

#### **IV.2. Le choix du site du barrage**

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

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

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

### IV.3. Le choix du type de barrage

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

- La topographie du site;
- La morphologie de la vallée ;
- Les conditions géologiques et géotechniques ;
- Les matériaux de construction.

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

### IV.4 les variantes à 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 permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en enrochement zonée à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton

#### ❖ Barrage en terre homogène

C'est le cas le plus simple à réaliser, du faite de l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorables à la confection des remblais étanches et stables. Ceci dit, il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

#### ❖ Barrage zoné

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

#### ❖ Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

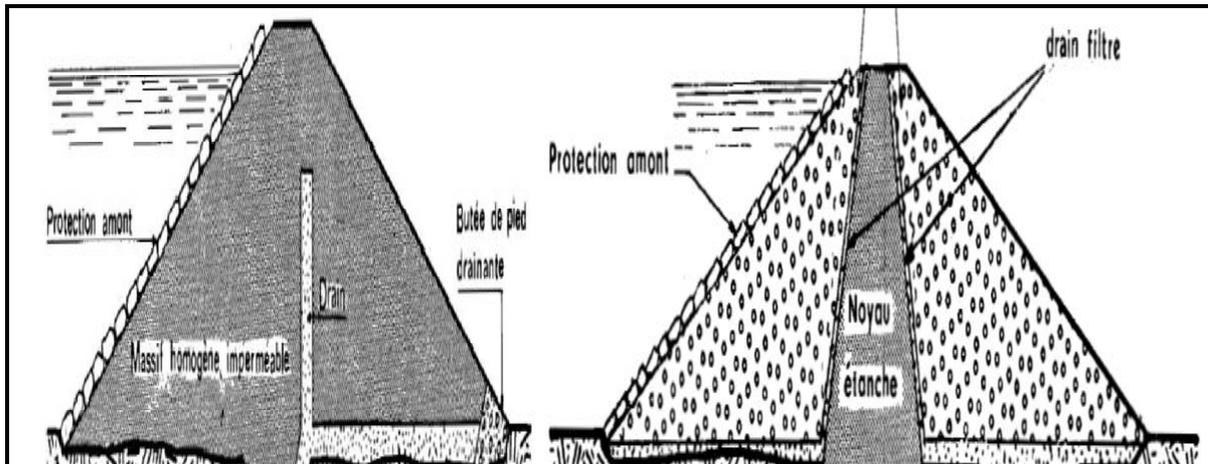


Figure IV.01. Barrage en terre homogène

Figure IV.02. Barrage en terre zoné

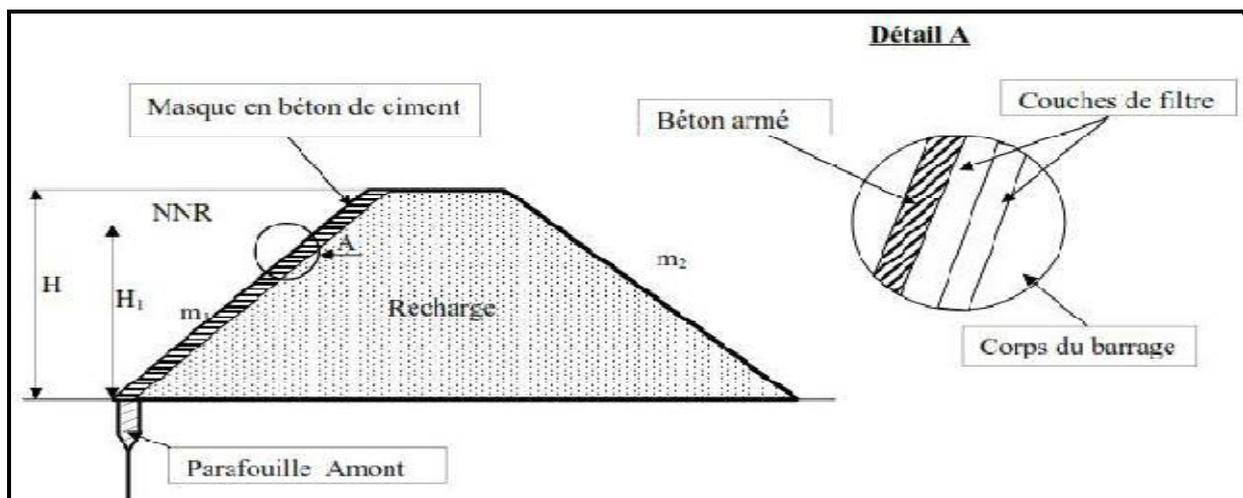


Figure IV.03. Barrage en enrochement avec masque en béton

#### IV.5. Objectif de l'étude des variantes

Pour dégager la variante la plus appropriée, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site.

#### IV.6. Définition du profil général de la retenue

##### IV.6.1 Hauteur de la retenue

##### A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation (Chapitre II) : **R = 1,6 m**

## B. Calcul des tassements

Sous l'action de la charge appliquée (remblais), il se développe dans le sol des déformations (Tassements). Ces dernières seront calculées à partir des résultats oedométriques.

Pour se faire, on admet que la distribution des contraintes apportées par la surcharge est uniforme au sein de la couche supportant le remblai. Cela est dû au fait que la couche sollicitée est de faible épaisseur par rapport à la largeur de la plate-forme du remblai. On a opté un tassement de 0.3 m

### IV.6.2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé :  $b_c = 6 \text{ m}$

### IV.6.3 La longueur de la crête

Elle est tirée à partir du plan de l'aménagement, et est égale à : **316 m**

### IV.6.4 Choix des pentes des talus

- Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

**Tableau VI.01:** valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit de talus	
		Amont	Aval
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	-A zonés	3	2.5

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de barrage.

On opte pour :

- Parement amont  $m_1=3,0$ .
- Parement aval  $m_2=2,5$ .

Ce choix de pentes de talus, sera vérifié après avec l'exécution des calculs de stabilité

### IV.6.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue

#### A. Le talus aval

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie.

#### B. Le talus amont

Il sera protégé par un parement d'enrochement (en Rip-rap) en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

Les ingénieurs de l'US Army utilisent le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues, tel qu'il est détaillé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.02 :** Epaisseur de l’enrochement et  $d_{50}$  minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues h(m)	Epaisseur e(m)	D <sub>50</sub> des blocs (m)
0 – 0.6	0.30	0.20
0.3 – 0.6	0.40	0.25
0.6 – 1.2	0.45	0.30
1.2 – 1.8	0.55	0.40
1.8 – 2.4	0.70	0.45
2.4 – 3.0	0.80	0.55

Pour notre cas,  $0.6 < H = 0.81 \text{ m} < 1.2 \text{ m}$  donc on prend  $e = 0,45 \text{ m}$ .  $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$

**Conclusion :**

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche  $e = 40 \text{ cm}$  et un diamètre moyen de  $30 \text{ cm}$ . Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de  $40 \text{ cm}$  d'enrochement avec  $30 \text{ cm}$  de filtre (lit de gravier et sable).

**IV.6.6 Etanchéité du barrage**

**IV.6.6.1. Le noyau**

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l’eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu’au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

**a) Dimensionnement du noyau**

**• La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots \text{VI-1}$$

Avec :  $H_b$ : hauteur du barrage

$H_n$ : hauteur du noyau

Donc  $H_n = 15.22 - 1 = 14.2 \text{ m}$

**• La largeur en crête du noyau**

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

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_b = 2.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{VI-2}$$

**• Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

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

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{VI-3}$$

- $\Delta H$  : Différence de charge entre l'amont et l'aval ;  $\Delta H = H_1 - H_2$
- $H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval,  $H_2 = 0$ .
- $H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1 = 12.1$  m.
- $B_{noy}$  : Largeur à la base du noyau (m)
- $I_{adm}$  : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux IV.3 et IV.4 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique  $I_{adm}$

**Tableau IV.03:** Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	> 100	70 ~ 100	25 ~ 70	< 25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux	> 75	35 ~ 75	15 ~ 35	< 15
Terrain argileux plastique	> 50	25 ~ 50	15 ~ 25	< 15

D'après le tableau III.5, la retenue de notre projet est dans la **classe III**.

**Tableau IV.4:** Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l' ouvrage			
	I	II	III	IV
<b>Argile compactée</b>	1.5	1.5	1.8	1.95
<b>Limon</b>	1.05	1.15	1.25	1.35
<b>Sable moyen</b>	0.70	0.8	0.9	1
<b>Limon sableux</b>	0.51	0.65	0.75	0.85
<b>Sable fin</b>	1.5	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau,  $I_{adm} = 1,8$

On sait que  $\frac{\Delta H}{I_{adm}} \leq b_{moy}$

Donc  $b_{moy} = 7$  m

Largeur en base du noyau :

$L_b = 2 \cdot b_{moy} - L_{c,n} \dots \dots \dots VI-4$

An :  $L_b = 10.94$  m

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode.

La largeur en base du noyau est donnée par :

$B_{min} = 6 + C \cdot Hn \dots \dots \dots VI-5$

$B_{max} = (0,8 \div 1,2) Hb \dots \dots \dots VI-6$

Avec :

•  $0,15 \leq C \leq 0,3$ ,  $C = 0,2 \dots \dots \dots VI-7$

Nous trouvons

$B_{min} = 10.55$  m et  $B_{max} = 18.26$  m.

Nous prenons **B = 14 m**

➤ Détermination des fruits des talus

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n} \dots \dots \dots \text{VI-8}$$

$$AN : m \approx 0.4$$

• La côte en crête du noyau

$$NCN = C_{fond} + H_n = 99 + 14.22 = 113.22 \text{ m NGA}$$

IV.6.6.2. Les drains

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

a. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

• Hauteur:  $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots \text{VI-9}$

Avec :

$H_b$  : Hauteur de la retenue ( $H_b = 15.22\text{m}$ )

On prend  $H_p = 0,2H_b$ , donc on aura :  $H_p = 3 \text{ m}$ .

• Fruit des talus :

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5) \dots \dots \dots \text{VI-10}$$

Donc, on prend :  $m_1 = 1,5$   $m_2 = 2$

• Largeur au sommet :

La largeur ( $b_{cr}$ ) est calculée comme suit :

$$b_{cr} = (1/3 \div 1/4) H_{dr} \dots \dots \dots \text{VI-11}$$

On prend  $ber = 1/3 H_{dr}$ . Ce qui donne:  $ber = 1.0 \text{ m}$

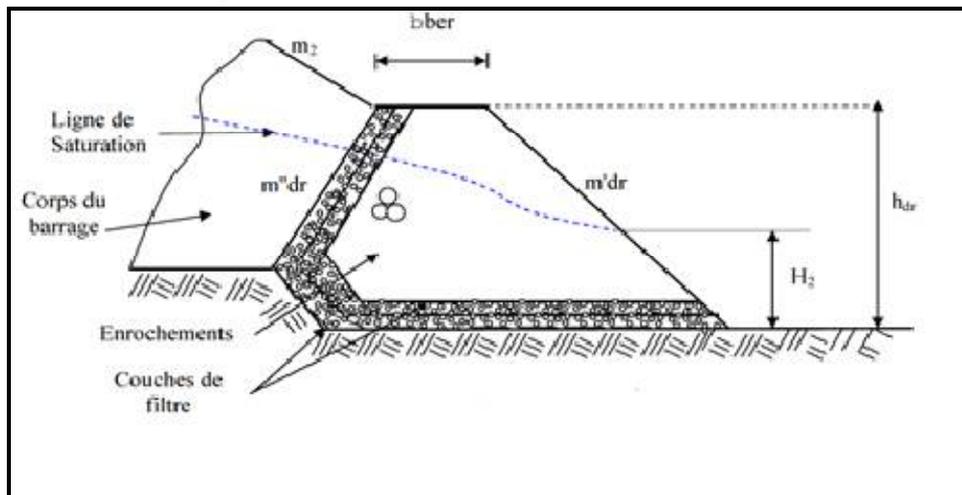


Figure IV.4. Coupe d'un prisme de drainage

b. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif

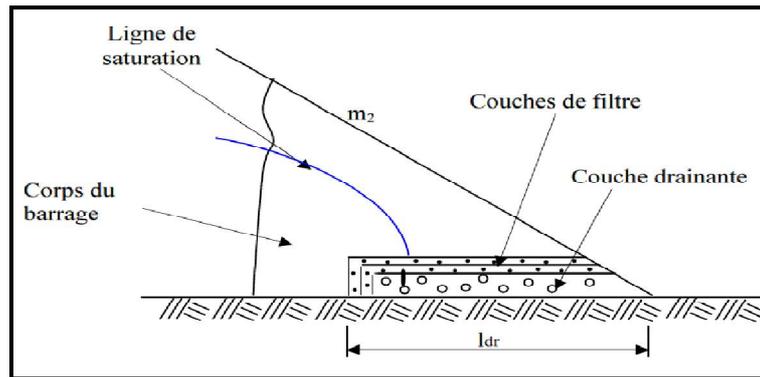


Figure IV.5. Coupe d'un tapis de drainage

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de la retenue, on opte pour une valeur de 28m. On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e=0.80m$

### c. Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition (**Figure III.06**). L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

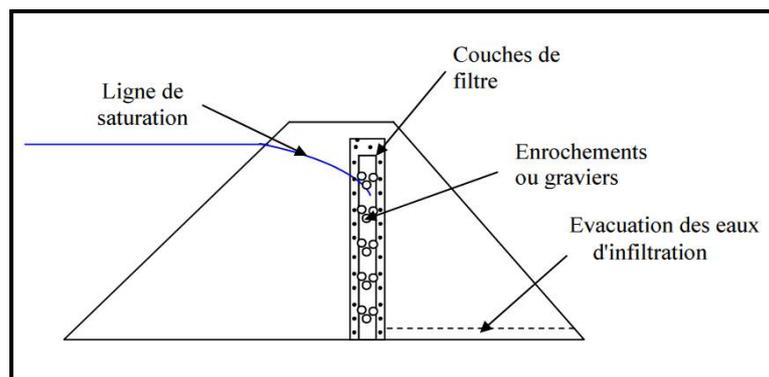


Figure IV.6. Schéma d'un drain vertical

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètres et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normal de la retenue (NNR).

#### IV.6.6.3. Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fines des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

**Critères de conception**

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \sim 5$  : Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

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

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$  : Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtre}}{d_{10}^{sol}} \leq 20$  : Condition d'uniformité du filtre.

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

$$K = 0.35 * D_{15}^2$$

Avec :  $D_{15}$  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

**IV.7. Calcul du volume des différents matériaux**

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

La méthode de calcul des volumes a déjà été abordée dans le chapitre précédent

**1) barrage homogène :**

Pour un barrage homogène en d'une hauteur de 15.22 m en prend les pentes des talus:  $m_1=3$ ;  $m_2=2,5$ .

## A/ La Recharge

Tableau IV-5 volume de recharge (Argile)

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	165.67	50	8283.72
2	331.34	435.32	50	21766.34
3	539.30	426.08	50	21304.55
4	312.87	298.27	50	14913.87
5	283.68	242.40	50	12120.47
6	201.13	151.83	50	7592.15
7	102.54	51.27	50	2563.69
8	0			<b>V=88544.81</b>

## B/Protection en rip-rap (enrochement)

Tableau IV-6 volume du rip-rap

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	17.29	50	864.5
2	34.58	37.19	50	1859.5
3	39.80	37.91	50	1895.70
4	36.02	35.35	50	1767.84
5	34.68	32.05	50	1602.84
6	29.42	24.38	50	1219.27
7	19.34	9.67	50	483.57
8	0			<b>V=9693.235</b>

## C/Filtre (sable et gravier )

Tableau IV-7 Volume de sable et gravier

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	12.41	50	620.53
2	24.82	32.00	50	1600.4
3	39.19	426.08	50	1611.95
4	25.28	32.23	50	1232.9
5	24.03	22.1	50	1105.07
6	20.17	16.63	50	831.68
7	13.09	6.54	50	327.42
8	0			<b>V=6220.98</b>

## D/ Drain en enrochement

Tableau IV-8 Volume de sable et gravier

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	165.67	50	36.85
2	24.82	435.32	50	1031.54
3	39.19	426.08	50	1053.52
4	25.28	298.27	50	88.56
5	24.03	242.40	50	54.07
6	20.17	151.83	50	39.66
7	13.09	51.27	50	15.32
8	0			<b>V=2319.53</b>

Tableau IV-09 résultats de calcul du barrage homogène

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Drain	$m^3$	2319.53	1200	2783436
Filtre	$m^3$	6220.98	600	3732588
Remblai en argile compactée	$m^3$	88544.8125	400	35417925
Rip rap	$m^3$	9693.235	1000	9693235

Le coût totale du petit barrage sera donc : **51627184DA**

On fait les mêmes étapes avec les deux variantes (barrage zoné et barrage en enrochement )

2) **barrage zoné :**

Pour un barrage à zones d'une hauteur de 15.22 m on prend les pentes des talus amont et aval:  $m_1=3$ ;  $m_2=2,5$ .

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-10 résultats de calcul du barrage zoné

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Alluvions	m <sup>3</sup>	73154.95	600	43892970
Noyau	m <sup>3</sup>	14514.545	400	5805818
Filtre	m <sup>3</sup>	10411.0194	600	6246611.64
Drain	m <sup>3</sup>	1763.485	1200	2116182

Le coût totale du petit barrage sera donc : **58061581.6 DA**

3) **Barrage en enrochement avec masque en béton**

Pour un barrage en enrochement d'une hauteur de 15.22 m on prend les pentes des talus amont et aval:  $m_1=2.5$ ;  $m_2=2,5$ .

Tableau IV-11 résultats de calcul du barrage en enrochement avec masque en béton

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Alluvions	m <sup>3</sup>	2763353.6	600	1658012159
Masque en béton	m <sup>3</sup>	5157.795	4500	23210077.5

Le coût totale du petit barrage sera donc : **1681222236DA**

## IV.8 conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux sur le site, le barrage homogène est le plus faisable du point de vue économique et technique.

***Chapitre V***  
***Etude Détaillée De La***  
***Variante Choisie***

## **Chapitre V :**

### **Etude Détaillée De La Variante Choisie**

#### **Introduction**

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, aux différences des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que les schistes, les grès tendres....etc.

Le choix de type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, les problèmes de transport et de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que les conditions économiques.

#### **V-1- Etude de la variante retenue**

La variante la plus adéquate est la digue homogène avec un drain vertical, les résultats de calcul de son dimensionnement sont représentés dans le chapitre précédant de l'étude des variantes.

##### **V-1-1-Définition du profil général du barrage**

La digue de la retenue sur Oued Sidi Salem est constituée de remblai homogène, avec une hauteur totale de 15.22 m. La largeur en crête est de 6m et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3 ; 2,5).

##### **V-1-2-Conception de la digue**

La digue du petit barrage sur Oued Sidi Salem est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- ✓ Fondation ancrée à 3 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire ;
- ✓ Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval ;
- ✓ Recharges argileuses mélangées avec des alluvions ;
- ✓ Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la cote 114.22m.NGA.

#### **V-2- Calcul des filtres**

**V-2-1-Règles des filtres**

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

**Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots V-1$$

D'où :

$\eta$ : 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 :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots V-2$$

$D_{15}$  : Diamètre de filtre.

$d_{85}$ : Diamètre du sol à protéger.

**V-2-2-Détermination de la courbe granulométrique des filtres**

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots V-3$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots V-4$$

Avec :

$D_{50}$  : diamètre de filtre

$D_{15}$  : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

$d_{15} = 0.0018 \text{ mm}$

$d_{50} = 0.007 \text{ mm}$

$d_{85} = 0.055 \text{ mm}$

❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

-  $0.0216 \text{ mm} < D_{15} < 0.072 \text{ mm}$

-  $0.084 \text{ mm} < D_{50} < 0.406 \text{ mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

**$D_{15} = 0.047 \text{ mm}$**

**$D_{50} = 0.245 \text{ mm}$**

❖ La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$d_{15} = 0,0009\text{mm.}$$

$$d_{50} = 0,0035\text{mm.}$$

$$d_{85} = 0,0275\text{mm.}$$

$$- 0.036\text{mm} < D_{15} < 0.0108\text{mm}$$

$$- 0.042\text{mm} < D_{50} < 0.203\text{mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 0.122\text{mm}$$

$$D_{15} = 0.0234\text{mm}$$

**Filtre N° 01 :**

• **Vérification de l'absence de RENERD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots V-5$$

D'après la courbe granulométriques de F<sub>1</sub> :

$$d_5 = 0.02\text{mm} ; \quad d_{10} = 0.0028\text{mm}$$

$$d_{17} = 0.05\text{mm} ; \quad d_{60} = 0.16\text{mm}$$

$$AN : \quad \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 3.57 \text{ coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.34;$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.56 > 0.23$$

La condition de est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

• **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.047}{0.055} = 0.85 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

**Filtre N° 02 :**

• **Vérification de l'absence de RENERD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

**Avec :**

$D_5 / D_{17} = 0.21 > 0.19$  pour  $n = 0.34$  et  $\eta = 3.75$

La condition est vérifiée donc il y aura pas le phénomène de RENARD dans ce cas.

• **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.42 < 4$$

La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

$t_{\min} \geq (5-7) D_{85}$  ..... V-6

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux :

Pour les filtres édifiés à la main :  $t_{\min} \geq 10cm$

Pour les filtres édifiés à la machine :  $t_{\min} \geq 20cm$

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau :  $t_{\min} \geq 75cm$

## Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 20 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 30 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

## V-3- Etude des infiltrations

### V-3-1-Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

### V-3-2-Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY ;
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

**V-3-3- Positionnement de la 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, et elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny 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 :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2Y_0} \dots\dots\dots V-7$$

Tel que :

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \dots\dots\dots V-8$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =30.14m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=39.3m(Déterminée graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=12.1m).

On trouve  $Y_0 = 2.33m$ .

Donc l'équation est :  $y^2 = 4.676x - 5.466$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

$$A = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{h^2 + d^2} - d) \dots\dots\dots V-9$$

On trouve **A= 1.17**

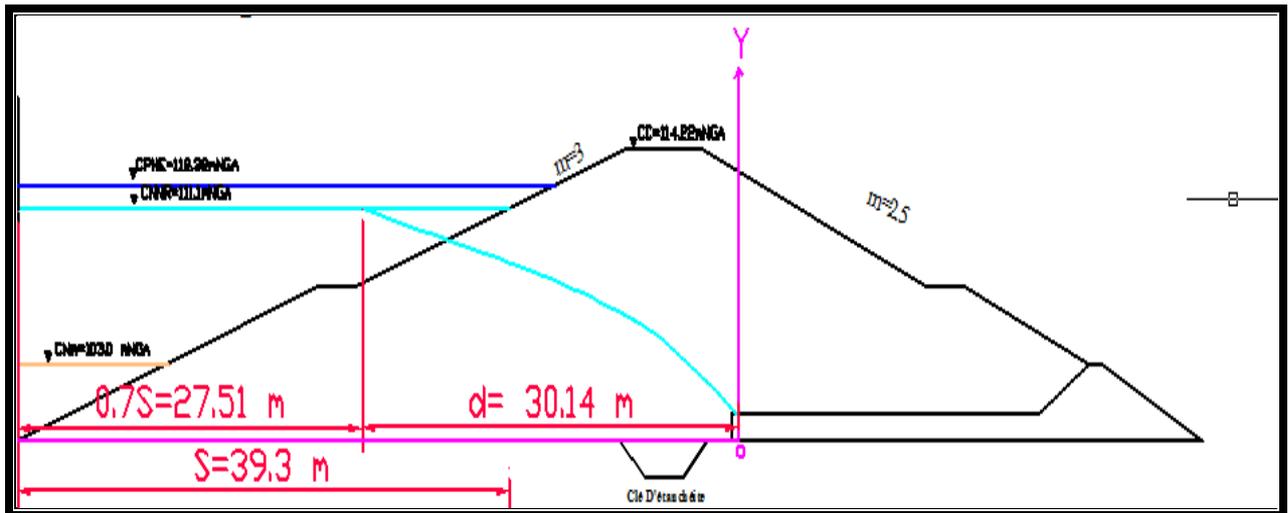


Figure V-1 : Positionnement de la ligne de saturation

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.  $H = 12.1$  m

Tableau V-3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X (m)	0	5	10	15	20	25	30	30.14
Y (m)	1.24	4.99	6.94	8.46	9.74	10.88	11.90	12.1

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N<sup>0</sup> 07.

**V-3-4- Calcul du débit de fuite par infiltration**

**a) Digue :**

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

$q = K.I.A$  ..... V-10

Avec :

q : débit d'infiltration ( $m^3 / s/ml$ );

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. ( $K=6.5^{-9}$  m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $A = y.l$

Donc :

$q = K.y \frac{dy}{dx}$  ..... V-11

Avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0$ ; ( $y_0=2.338m$ )

D'où:  $q = K.y_0$  ( $m^3/s/ml$ )

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q = q.L$

A.N :

$$q = 6.5^{-9} * 2.338 = 1.52 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$\text{Donc } Q_I = q.L = 1.52 * 10^{-8} * 94.71 = 1.43 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_I = 1.43 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

**b) Fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots V-12$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ( $K = 0.5.10^{-9} \text{ m/s}$ )

$$I = H_e/L_b \dots\dots\dots V-13$$

( $H_e =$  charge de la retenue = 12.1 mce,  $L_b = 94.71 \text{ m}$  L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur.  $A = T.1$  ( $T = 3 \text{ m}$  Profondeur du sol defondation perméable).

D'où  $q = K.I.T$

$$\text{A.N } q = 0.5.10^{-9} * \frac{12.1}{94.71} * 3 = 1,9. 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

$$\text{Donc } Q_F = q.L = 1,9. 10^{-10}.94.71 = 1,81. 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_F = 1,81 . 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

**c) Débit total d'infiltration**

$$Q = Q_F + Q_I = 1.43 * 10^{-6} + 1,81. 10^{-8} = 1.45.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 1.45.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

**V-3-5- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots V-14$$

Avec :

$\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

**Tableau V-4 : Classification des barrages :**

Type des sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur du barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sableux, pierres, terrain argileux	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Notre barrage appartient à la classe III

**Tableau V-5 : Gradient admissible à travers le remblai terreux**

Type de remblai	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$I_{adm}=1,8$

Donc:  $\Delta H=12.1\text{m}$ ;  $\delta n=47.36\text{ m}$ ;  $I = 0, 25 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

#### V-4-Etude de stabilité

##### V-4-1-Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

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. 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 des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

##### a) Fonctionnement normal (talus aval)

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.

**b) Fin de construction (talus aval et amont)**

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.

**c) Vidange rapide (talus amont)**

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.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau V-6.

**Tableau V-6 :** Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

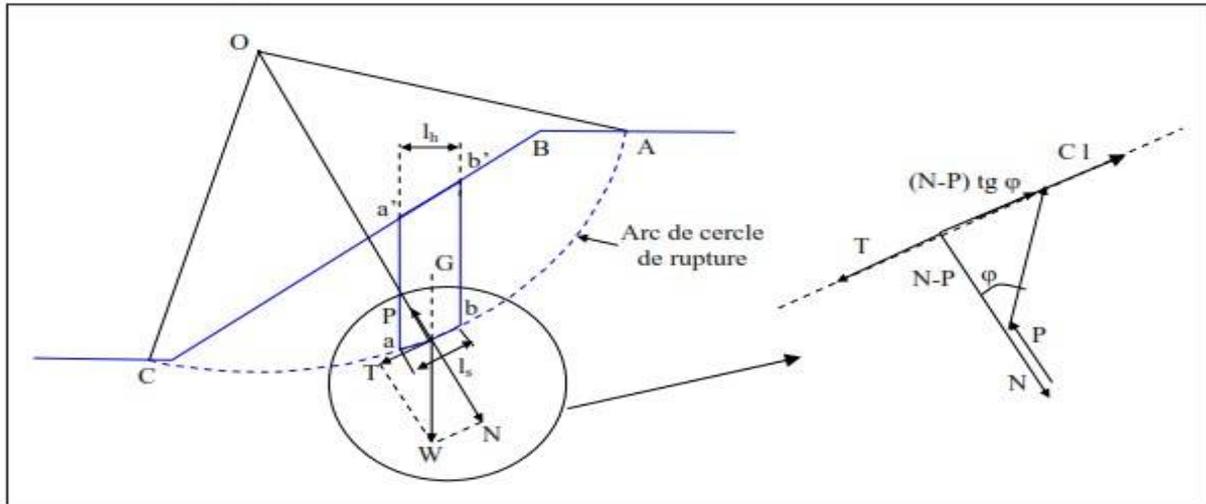
- Sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$
- Avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. 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 la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  ».

**V-4-2- Méthode de FELLENIUS**

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure IV.) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur,  $l$ , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.



**Figure V-2 :** Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

**V-4-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches)**

- ✓ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- ✓ Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$
- ✓ Avec :

$R_1 = K_1 H_b$  et  $R_2 = K_2 H_b$ .

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b = 17.11m$ ).

( $K_1 - K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.V-7

**Tableau V-7 :** Les différentes valeurs de  $K_1$  et  $K_2$

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	3	1,0	2,3	17.11	39.35
Aval	2,5	0,875	2,025	14.97	34.65

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite

du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

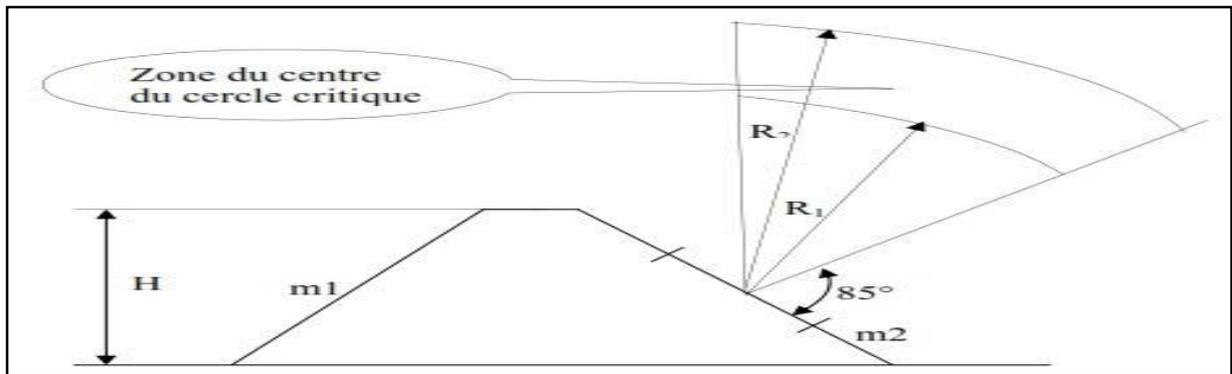


Figure V-3: Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

- ✓ 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 :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots \dots \dots V-15$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots \dots \dots V-16$$

Avec :

$\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

**V- 4-4- Les caractéristiques géotechniques des sols**

Elles sont représentées dans le tableau V-8 suivant

**Tableau V-8 :** Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	argile	Fondation
$\Phi$	degré	31.75	27.33
C	t/m3	0.56	1.43
$\gamma_{sat}$	t/m3	2.3	-
$\gamma_d$	t/m3	2.26	1.8

La densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ .

**V-4-5-Calcul des forces appliquées à chaque tranche**

**a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots \dots \dots V-17$$

Avec :

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$ : densité de l'assise.

$b$  : largeur de la tranche.

**Remarque :** dans le cas de la vidange rapide, on utilise le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé

**b)-Force de pression interstitielle**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots V-18$$

Avec :

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ .

h : hauteur de la tranche.

**c)-Forces de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots V-19$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

**d)-Forces dues au séisme**

$$T = a \cdot G_n \dots \dots \dots V-20$$

a : Coefficient de séisme.

G<sub>n</sub> : Poids de la tranche.

**V-4-6-Classement des forces**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices**

**a. Force de frottement**

$$F_1 = Nntg\varphi - U dl tg\varphi \dots\dots\dots V-21$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b. Force de cohésion**

$$F_c = c dl \dots\dots\dots V-22$$

Avec :  $dl = \frac{2.\pi.R.B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B<sub>i</sub> : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(Nn - U dl) tg\varphi + c dl] R \dots\dots\dots V-23$$

➤ **Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T<sub>n</sub>), (force de cisaillement) du poids (G<sub>n</sub>) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots V-24$$

**V-4-7-Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**

Le coefficient «K<sub>s</sub>» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**a) Retenue pleine**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \sin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots V-25$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{(1/R) \sum G_n \sin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots V-26$$

Avec:

K<sub>ss</sub> : coefficient de sécurité sans séisme.

K<sub>as</sub> : coefficient de sécurité avec séisme.

**b) Retenue vide (fin de construction)**

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots V-27$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots V-28$$

**c) Vidange rapide**

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots V-29$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni} + (1/R) \sum G_n a_{ni} d_{ni}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots V-30$$

Le tableau V-9 représente les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

**Tableau V-9 :** Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas des sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K <sub>SS</sub>	K <sub>as</sub>
Fin de construction	<b>Talus aval</b>		
	<b>R1=25.25</b>	1.56	1.15
	<b>R2=29.59</b>	1.51	1.12
	<b>R3=31.16</b>	1.50	1.12
Fonctionnement normal	<b>Talus aval</b>		
	<b>R1=25.25</b>	1.56	1.15
	<b>R2=29.59</b>	1.51	1.12
	<b>R3=31.16</b>	1.50	1.12
Vidange rapide	<b>Talus amont</b>		
	<b>R1=29.30</b>	2.72	1.58
	<b>R2=32.51</b>	2.64	1.56
	<b>R3=34.92</b>	3.03	1.77

**CONCLUSION**

On remarque d’après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

*Chapitre VI*  
*Etude Des Ouvrages*  
*Annexes*

## ***Chapitre VI : Etude Des Ouvrages Annexes***

### **Introduction**

Pendant d'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidage de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat en fonction des considérations technico-économiques.

### **VI-1- Les évacuateurs de crues**

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter, sans que le barrage soit submergé, la plus grande crue calculée, survenant lorsque la retenue est à son niveau maximal et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

#### **VI-1-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix d'un évacuateur de crues sont :

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. Les difficultés de réalisation.
3. Les exigences topographiques du site.
4. Les exigences géologiques de la fondation.
5. La facilité d'entretien.
6. La facilité de modification.
7. Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- a. Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
- b. Les évacuateurs vannés, ils peuvent être de fond ou de demi-fond : par puits noyé.

#### **VI-1-2- Différents types des évacuateurs de crues**

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

## A –Les évacuateurs de crues de surface ou latéral

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

### A1- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière :

L'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

### A2-Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière :

l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

## B- Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur.

De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

### B1- Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- a) Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- a) Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

### **B2-Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

### **VI-1-3 Choix de la variante**

L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du fait que les excavations seront réduites.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

### **Conclusion**

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal en rive gauche de la vallée.

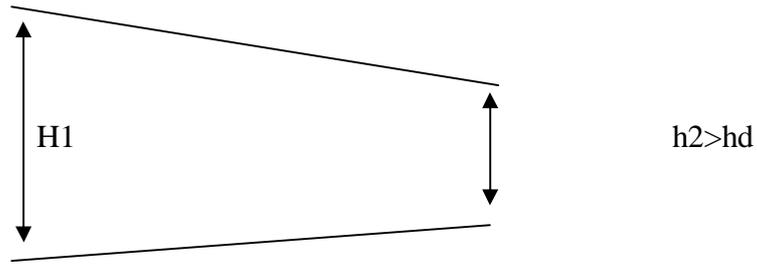
### **VI-1-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue**

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.
- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.
- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.
- 8) des murs bajoyers

### **A-Canal d'approche**

Le canal d'approche sera conçu de façon à limiter les vitesses moyennes d'approche à fin de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement les crues vers le seuil de déversement.



➤ On détermine les paramètres de la section 1-1

La surface  $S_1 = (b_1 + mh_1) h_1 \dots\dots\dots$  VI-1

m fruit de talus de l'évacuateur il dépend de la nature de la rive gauche et d'après le tableau on prend **m=1 (pour un terrain argileux)**

AN :  $S_1 = 67.09 \text{ m}^2$

On a le débit à évacuer **Q=107 m<sup>3</sup>/s**

la vitesse dans le canal  $V_{\text{approche}} = \frac{Q}{S_1}$

$V_{\text{approche}} = 1.58 \text{ m/s}$

Le périmètre **X<sub>1</sub> = 34.28 m**

Le rayon hydraulique :  $R = \frac{S}{X} = 1.95 \text{ m} \dots\dots\dots$  VI-2

Coefficient de Chézy :  $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = 48.59 \text{ m}^{1/2}/\text{s} \dots\dots\dots$  VI-3

La hauteur d'eau = **Hd + p**  $\dots\dots\dots$  VI-4

Avec : **p** la hauteur de pelle = **1 m**

Donc **H = 2.22 m**

**La cote Z1 = cote NNR – H<sub>pelle</sub> = 110.1mNGA**  $\dots\dots\dots$  VI-5

➤ Calcul de la hauteur 2

On détermine les paramètres de la section 2-2

$S_2 = \frac{Q}{V_{\text{adm}}} \dots\dots\dots$  VI-6

Pour notre cas  $V_{\text{adm}} = 1.22 - 1.6 \text{ m/s}$

On aura :  $S_2 = 66.87 \text{ m}^2$

Puisqu'on a  $S_2 < S_1$  donc il y aura pas un risque d'érosion.

- Le canal peut ne pas être revêtu sur toute sa longueur, sa largeur et sa profondeur seront fixées durant la réalisation. Donc on prend (B2 = 30 m).

Pour  $S2 = 66.87 \text{ m}^2$  et  $B2 = 30 \text{ m}$

On trouve  $h2 = 3.1 \text{ m}$

➤ **Détermination de la côte Z2**

On applique le théorème de Bernoulli entre (1) et (2)

$$Z1 + h1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = Z2 + h2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \Delta E \dots\dots\dots \text{VI-7}$$

$$\Delta E = J \cdot L \text{ 1-2 en prend } J = 0.01 \dots\dots\dots \text{VI-8}$$

$$\alpha(v_1)^2/2g = \alpha(v_2)^2/2g \text{ donc } Z1 + h1 = Z2 + h2 + \Delta E$$

$$\text{Donc } Z2 = Z1 + h1 - h2 - J \cdot L \text{ 1-2} \dots\dots\dots \text{VI-9}$$

**AN : Z2 = 109 m**

**B-Le déversoir**

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de L'évacuateur. Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Créager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

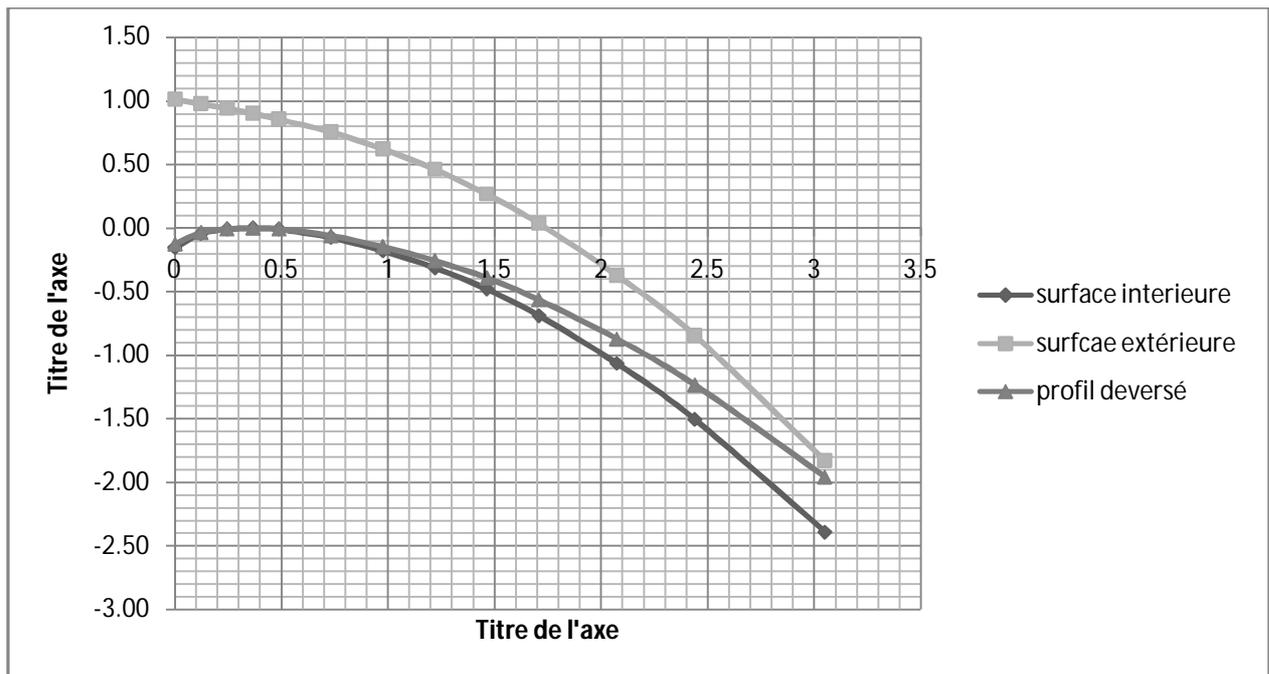
➤ **Calcul du profil de déversoir de type Créager**

D'après les coordonnées Standard du Hd = 1 m (ref : élément de dimensionnement de barrage Déversoir) on obtient le profil du déversoir pour Hd = 1.22 m

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-1** Calcul du profil de déversoir de type Creager

X/h	S int	S ext	X	Y	Y'	profil déversé
0	0.126	-0.831	0	-0.15	1.01	-0.126
0.1	0.036	-0.803	0.122	-0.04	0.98	-0.036
0.2	0.007	-0.772	0.244	-0.01	0.94	-0.007
0.3	0	-0.74	0.366	0.00	0.90	0
0.4	0.007	-0.702	0.488	-0.01	0.86	-0.007
0.6	0.06	-0.62	0.732	-0.07	0.76	-0.06
0.8	0.147	-0.511	0.976	-0.18	0.62	-0.147
1	0.256	-0.38	1.22	-0.31	0.46	-0.256
1.2	0.393	-0.219	1.464	-0.48	0.27	-0.393
1.4	0.565	-0.03	1.708	-0.69	0.04	-0.565
1.7	0.873	0.305	2.074	-1.07	-0.37	-0.873
2	1.235	0.693	2.44	-1.51	-0.85	-1.235
2.5	1.96	1.5	3.05	-2.39	-1.83	-1.96



FigureVI-1 Profil du déversoir du type Creager

**C- Canal d'écoulement**

Le canal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible ( $i_0 < i_c$ ) pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le canal. L'écoulement dans ce canal n'est généralement pas uniforme, car le canal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

➤ **Calcul de la profondeur critique**

On calcule la profondeur critique par la formule suivante:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots \text{VI-10}$$

q : débit spécifique = Q / b = 3.82 m<sup>3</sup>/s/m

Q: débit à évacuer (Q=107m<sup>3</sup>/s).

b: largeur du canal (b=28 m).

g: Accélération de pesanteur (g=9,81m<sup>2</sup>/s).

AN : **hc=1.14 m**

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale  $h_n$  (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal sil'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots \text{VI-11}$$

Avec : S : section du chenal  $S=b.h_n$  ;

I : pente du chenal  $I=0.3\%$

$$C_n : \text{coefficient de Chézy } C_n = R^{1/6}/n \dots\dots\dots \text{VI-12}$$

$$R : \text{rayon hydraulique } = \frac{b \cdot h_n}{2h_n + b} \dots\dots\dots \text{VI-13}$$

En remplaçant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} (b \cdot h_n)^{5/3} * (2 \cdot h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots \text{VI-14}$$

On aura: **hn=1.38 m**

➤ **Calcul de la pente critique**

En remplaçant avec la hauteur critique dans l'équation :

$$Q = S_c.C_c.\sqrt{R_c.I_c} \dots\dots\dots \text{VI-15}$$

On obtient **Ic = 0.5%**

$$i_{\text{chenal}} < i_c$$

**hn > hcr** donc l'écoulement fluvial est assuré dans le chenal d'écoulement

➤ **Control du ressaut hydraulique**

Détermination de la hauteur contractée :

$$h_{ct} = \frac{q}{\varphi \cdot (E_0 - h_{ct}) \sqrt{2 \cdot g}} \dots\dots\dots \text{VI-16}$$

Q : débit spécifique :  $q = Q/b$  ;

b : largeur du déversoir (m)

φ: coefficient de vitesse égal à 0.9 pour les déversoirs.

E0 : énergie spécifique de l'écoulement :

$$E0 = H + \frac{V_0^2}{2 \cdot g} + P + D \dots\dots\dots VI-17$$

D : marge de sécurité (0.5-1 ) m.

V0 : vitesse d'approche.

AN : par approximations successives on a trouvé :

**hct . 1 = 0.63 m .**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_{ct.1}}} \dots\dots\dots VI-18$$

$$hct . 2 = \frac{hct . 1}{2} * (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots VI-19$$

**hct . 2 = 1.88 m**

-Il faut vérifier la condition  $Y2 < \sigma h$  pour que l'écoulement soit noyé :

Avec  $h = H_d + \frac{V^2}{2g} = 3.09 \text{ m} \dots\dots\dots VI-20$

$\sigma$  : coefficient d'ennoiement = (0.75 ~ 0.87)

$Y2 > \sigma h$  la condition n'est pas vérifiée donc l'écoulement est dénoyé. Il faut que l'écoulement soit noyé à l'aval du déversoir pour que le régime devienne fluvial.

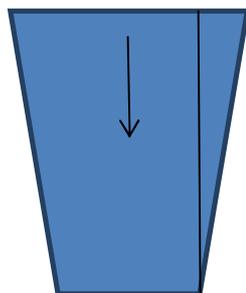
La solution qu'il faut proposer est de met un lit de profondeur  $y = 0.70 \text{ m}$ .

**D-Transition (convergent)**

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement, et égale à celle du coursier dans sa partie terminale. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionnée de telle sorte que la condition suivante soit vérifiée

$$Tg \alpha < \frac{1}{3F} \dots\dots\dots VI-21$$



La longueur du convergent est estimée par la formule suivante : (Ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004, page33) :

$$L = 1.6 * (L1 - L2) \dots\dots\dots VI-22$$

L1 Largeur au plafond du bief amont en m

L2 : Largeur au plafond de la section de contrôle en m c'est la largeur du coursier au même temps.

La largeur finale du convergent se calcule par la formule suivante : (ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.)

$$L2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{g \cdot p^3}} \dots\dots\dots VI-23$$

P la hauteur des parements des eaux en aval

Avec : 
$$P = \left( h + \frac{Q^2}{18.46 \cdot b^2 \cdot h^2} \right) - Hd \dots\dots\dots VI-24$$

AN : 
$$p = \left( 1.38 + \frac{107^2}{18.46 \cdot 28^2 \cdot 1.38^2} \right) - 1.22 = 0.57$$

Donc on prend : L2 = 16 m

$$L = 1.6 \cdot (28 - 12) = 19 \text{ m}$$

- Vérification de la condition :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{(L1-L2)/2}{l} = 0.31$$

**Le nombre de FROUD**

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \dots\dots\dots VI-25$$

$$V = \frac{107}{28 \cdot 1.38} = 2.76 \text{ m/s}$$

D'où : Fr = 0.75

$$\frac{1}{3F} = 0.37 \text{ donc la condition } \text{Tg } \alpha < \frac{1}{3F} \text{ est vérifiée } \dots\dots\dots VI-26$$

➤ **Calcul de la hauteur à la fin du convergent**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique

$$h = hcr = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \cdot \left( \frac{107}{16} \right)^2} = 1.66 \text{ m}$$

**La vitesse à la sortie du convergent**

$$V = \frac{Q}{L2 \cdot hc} = \frac{107}{16 \cdot 1.66} = 4.03 \text{ m/s}$$

**E- Le coursier**

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

➤ **La pente critique**

On prend une pente pour que la profondeur normal soit égale à la profondeur critique et pour cela on utilise la relation d'un régime uniforme

$$Q = CSc\sqrt{RcIcr} \dots\dots\dots VI-28$$

Et d'un écoulement critique  $\frac{Q^2 b}{g sc^3} = 1 \dots\dots\dots VI-29$

On remplace 1 dans 2 on trouve

$$Icr = \frac{g * Sc}{c^2 * Rc}$$

Oon trouve **Icr = 6.62%**

➤ **Calcul de la profondeur normale**

Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots VI-30$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/3} . (2.h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots VI-31$$

Avec : I la pente du terrain déterminée topographiquement : I = 15 %

On aura : **h<sub>n</sub>=0.60 m**

➤ **La nature d'écoulement dans le coursier**

En analysant ces résultats, on constate que  $I > I_{cr}$  et  $(h_n < h_{cr})$  donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

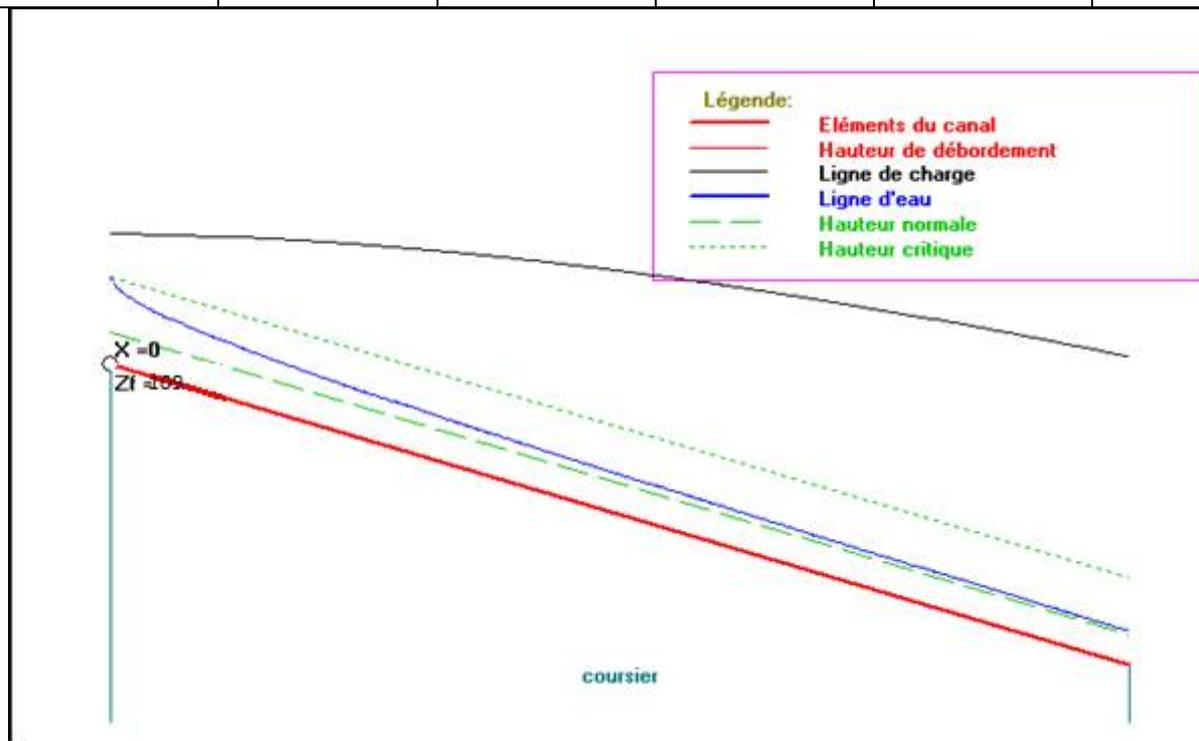
➤ **Détermination de la ligne d'eau dans le coursier**

Les calculs de la ligne d'eau ont été vérifiés par le logiciel " **Canal 21** " les résultats sont présentés dans (**Tableau; Figure VI-2**).

**TableauVI-2**Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

x (m)	Y (m)	V (m/s)	J (m)	Froude	Régime
0	1.65	4.053	2.487	1.007	torrentiel

1.52	1.257	5.32	2.7	1.515	torrentiel
3.04	1.136	5.889	2.903	1.764	torrentiel
4.56	1.056	6.332	3.1	1.967	torrentiel
6.08	0.997	6.705	3.289	2.143	torrentiel
7.6	0.951	7.031	3.471	2.302	torrentiel
9.12	0.913	7.322	3.646	2.446	torrentiel
12.16	0.855	7.826	3.976	2.703	torrentiel
13.68	0.831	8.047	4.131	2.818	torrentiel
16.72	0.792	8.44	4.423	3.027	torrentiel
18.24	0.776	8.615	4.559	3.122	torrentiel
19.76	0.762	8.778	4.689	3.211	torrentiel
21.28	0.749	8.931	4.814	3.295	torrentiel
24.32	0.726	9.207	5.046	3.449	torrentiel
27.36	0.708	9.448	5.258	3.586	torrentiel
28.88	0.7	9.558	5.356	3.648	torrentiel
30.4	0.692	9.661	5.449	3.707	torrentiel
31.92	0.685	9.758	5.538	3.763	torrentiel
34.96	0.673	9.934	5.703	3.866	torrentiel
36.48	0.668	10.014	5.779	3.913	torrentiel
38.00	0.663	10.09	5.852	3.957	torrentiel



FigureVI-2 Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier (calculées par Canal 21)

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est :  $y=0,66$  m

**F-Bassin de dissipation**

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation" .

- ❖  $1,0 \leq Fr \leq 1,7$  Ressaut ondulé.
- ❖  $1,7 < Fr \leq 2,5$  Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖  $2,5 < Fr \leq 4,5$  Ressaut oscillant.
- ❖  $4,5 < Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖  $Fr > 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Dans notre cas  $2,5 < Fr \leq 4,5$ , donc il y'aura formation d'un ressaut oscillant.

Donc on doit projeter un bassin de dissipation **type I**.

➤ **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a  $F = 3.96$   $y_1 = 0,66$  m

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) = 5.118 \dots\dots\dots \text{VI-33}$$

Donc  $y_2 = 3.3$  m.

$h_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

$h_2$  : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

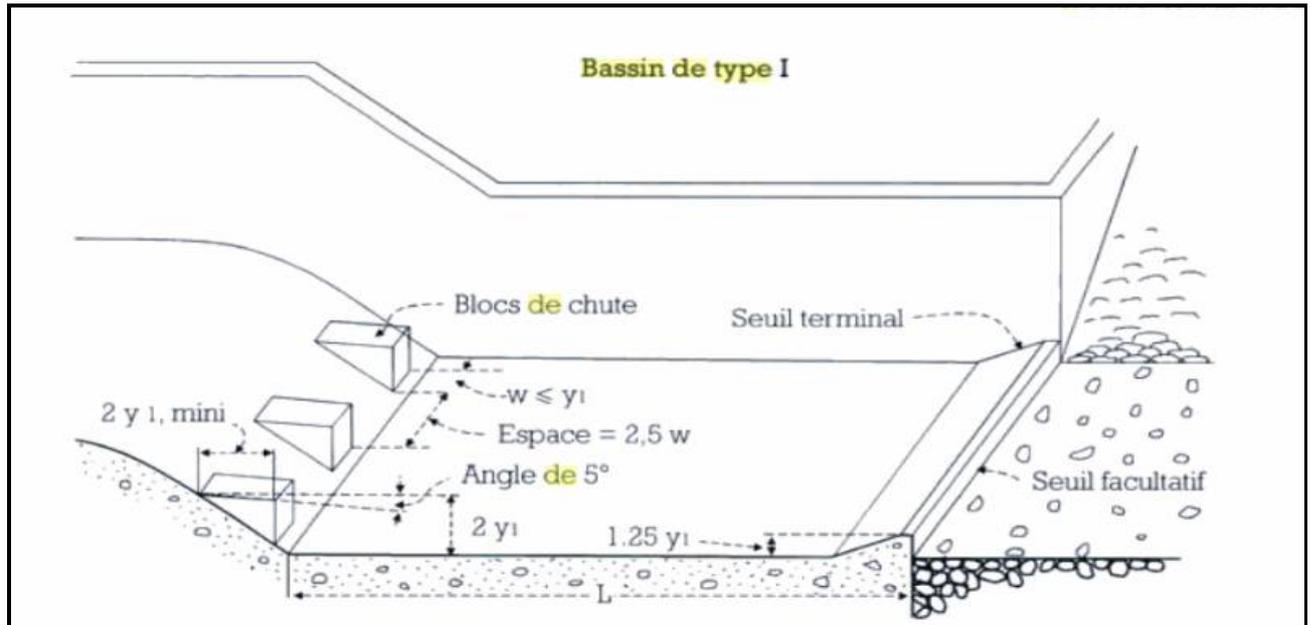
➤ **Lalongueur du bassin** après l'abaqueon trouve

$$\frac{L}{Y_2} = 5.7 \dots\dots\dots \text{VI-34}$$

Donc :  $L = 19$  m.

(Voir les abaques dans l'annexe III)

Le schéma du dissipateur d'énergie type I est présenté dans la figure VI-3



FigureVI-3 Bassin de dissipation type I\_USBR[12]

**G-Canal de restitution :**

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de **38.5 m** de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de **m=1/1**, a une pente du canal de **I<sub>c</sub>=0.01** et il est en enrochement.

➤ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots \text{VI-36}$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots \text{VI-37}$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots \text{VI-38}$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne :  $K=1.65$  ,  $\sigma_{cr} = 0,10$  d'où

$h_{cr} = 1.6$  m.

➤ **La pente critique :**

Elle est donnée par :  $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$  ..... VI-39

Avec :  $I_{cr}$  : pente critique ;

$S_c$  : section critique  $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$  ;

$R_c$  : rayon critique  $R_c = S_c / P_c$  ;

$P_c$  : périmètre critique  $P_c = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

$C_c$  : coefficient de Chezy  $C_c = R_c^{1/6} / n$

$n$  : coefficient de rugosité du sol  $n = 0,023$

Ce qui donne :

$$S_c = 11,7609 \text{ m}^2;$$

$$P_c = 9,572 \text{ m};$$

$$R_c = 1,23 \text{ m};$$

$$C_c = 51,75 \text{ m}.$$

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0,5\%$$

➤ **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \text{ ..... VI-40}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = S_n / P_n$$

$$C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-2/3}$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 1,87 \text{ m}$$

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \dots\dots\dots VI-41$$

D'où

$$V=3.2 \text{ m/s}$$

**VI-1-5 Conception de l'évacuateur de crues (les murs bajoyers)**

**1-Canal d'approche et chenal d'écoulement :**

Sur le long du **Canal d'approche**, chenal d'écoulement et le convergent les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue

**2-Le coursier :**

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1<sup>er</sup> tronçon à l'amont.
- le 2<sup>eme</sup> tronçon à l'aval

➤ **Hauteur au début du 1<sup>er</sup> tronçon :**

$$H_m = h_e + r, \dots\dots\dots VI-42$$

Où :  $h_m$  : hauteur du mur bajoyer ;

$h_e$  : hauteur d'eau  $h_e = 1.66 \text{ m}$  ;

$$r : \text{revanche de sécurité donnée par } r = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots\dots\dots VI-44$$

$V$  : la vitesse du niveau de la section de contrôle  $V = 4.03 \text{ m/s}$  ;

Ce qui donne :  $r = 0,83 \text{ m}$ ,  $H_m = 2.5 \text{ m}$

➤ **Hauteur à la fin du 1<sup>er</sup> tronçon :**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0.67 \text{ m}$  on aura,  $r = 0.95$  ,  $H_m = 1.6 \text{ m}$

**3-Le bassin de dissipation :**

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

**4-Le canal de restitution :**

$h_e = 1,97 \text{ m}$  On aura  $V = 3.2 \text{ m/s}$ ,  $r = 0,84 \text{ m}$   $H_m = 2,70 \text{ m}$

On prend ;  $H_m = 3 \text{ m}$ .

➤ **Aération et vagues roulante dans les évacuateurs de crues :**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont

- ✓ Le rapport  $\frac{b}{h}$  est inférieur à 10 jusqu'à 12
- ✓  $Fr^2$  est inférieur à 40

Avec :

b : Largeur du coursier

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

Fr: Nombre de Froude.

On trouve  $Fr^2 = 15.60$  donc la condition est vérifiée.

Cette condition n'est pas vérifiée. Donc il y a un risque d'avoir des vagues roulantes on doit prévenir des systèmes à l'aval pour éviter les affouillements.

**VI-2Ouvrage de vidange**

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours, Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots VI-49$$

Où:

$Q_r$ : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

$V_u$ : volume utile ( $V=0.108 \text{ Mm}^3$ ).

T: temps de vidange ( $10 < T < 15$ ) jour

on prend  $T = 1123200$  secondes

$$Q_{fv} = \frac{470000}{1296000} + \frac{520000}{31.56 * 10^6} = 0.38 \text{ m}^3/\text{s}$$

**$Q_{fv} = 0.38 \text{ m}^3/\text{s}$**

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet. Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

**VI-2-1- Calcul hydraulique**

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots VI-45$$

Avec :

$Q_{vf}$  : débit de vidange (en m<sup>3</sup>/s).

$\mu$  : coefficient de débit.

$S$  : section de la conduite (en m<sup>2</sup>).

$H$  : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots VI-46$$

Avec :

$H = 12.1$  m

Pour le coefficient de débit on prend préalablement :  $\mu = 0,5$

On trouve :  $S = 0.05m^2$ .

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots VI-47$$

D'où:  $D = 0,250$

On prend un diamètre normalisé :

**D=250 mm**

➤ **Correction de la valeur de coefficient  $\mu$**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots VI-48$$

48

$\sum \xi_s$ :somme des coefficients de pertes de charge singulières ;

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5, \xi_{ent} = 0,5, \xi_{sor} = 0,1, \xi_{grille} = 0,25$$

$$\text{Donc: } \sum \xi_s = 1,35$$

$\sum \xi_L$  : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots VI-49$$

$L$ : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à **135 m**.

$D$ : diamètre de la conduite de vidange 250 mm.

$\lambda$  : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots VI-50$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve :  $\lambda = 0.03 \Rightarrow \Sigma \xi_{SL} = 16.2$

Ce qui nous donne:  $\mu = 0.23$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à D=370mm

On adopte la valeur de :  $D_{vf} = 400mm$

➤ **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

La conduite étant en acier d'un diamètre de 400mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = Q_{vf} / S_{con} \dots\dots\dots VI-51$$

Ça donne  $V_s = 3.55 \text{ m/s}$

**VI-3- La prise d'eau**

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond, son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de Aout :  $V_{max} = 280000 \text{ m}^3$ .

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et à chaque jour ouvre la vanne de prise pendant 8 heures, le débit maximal da la prise d'eau sera égale :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots\dots\dots VI-52$$

A.N:  $Q_{max} = 0.31 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots VI-53$$

Avec :

$\mu$  : coefficient de débit  $\mu = 0,23$ .

S : section de la conduite en  $\text{m}^2$ .

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse  $H = 4 \text{ m}$ .

On trouve :  $S = 0,152 \text{ m}^2$  le diamètre de la prise d'eau sera égal à  $d = 440 \text{ mm}$ .

➤ **Correction de la valeur de coefficient  $\mu$**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}} \dots\dots\dots \text{VI-54}$$

$\sum \xi$  : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots \text{VI-55}$$

Avec

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots \text{VI-56}$$

On trouve :  $\lambda = 0.027 \Rightarrow \sum \xi = 9.79$

D'où  $\mu = 0,30$

Donc :  $S = 0.115 \text{ m}^2$ . On trouve :  $D = 0.380 \text{ mm}$ .

On prend un diamètre normalisé de  $D_p = 400 \text{ mm}$

➤ **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

$$V = Q_{\max} / S_{\text{con}} \dots\dots\dots \text{VI-57}$$

A.N:  $V = 2.5 \text{ m/s}$

**Conclusion**

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 100 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

***Chapitre VII***  
***Organisation de Chantier***

## *Chapitre VII*

### *Organisation de Chantier*

#### **Introduction**

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du notre barrage tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux....etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie: synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel engageant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

#### **VII-1 Organisation technique de préparation**

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualité et en quantité.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

**Tableau VII-1 :**Types dechantierSelon lesinstallations d’accueil il existe3 types de chantierprésent dans letableau suivant:

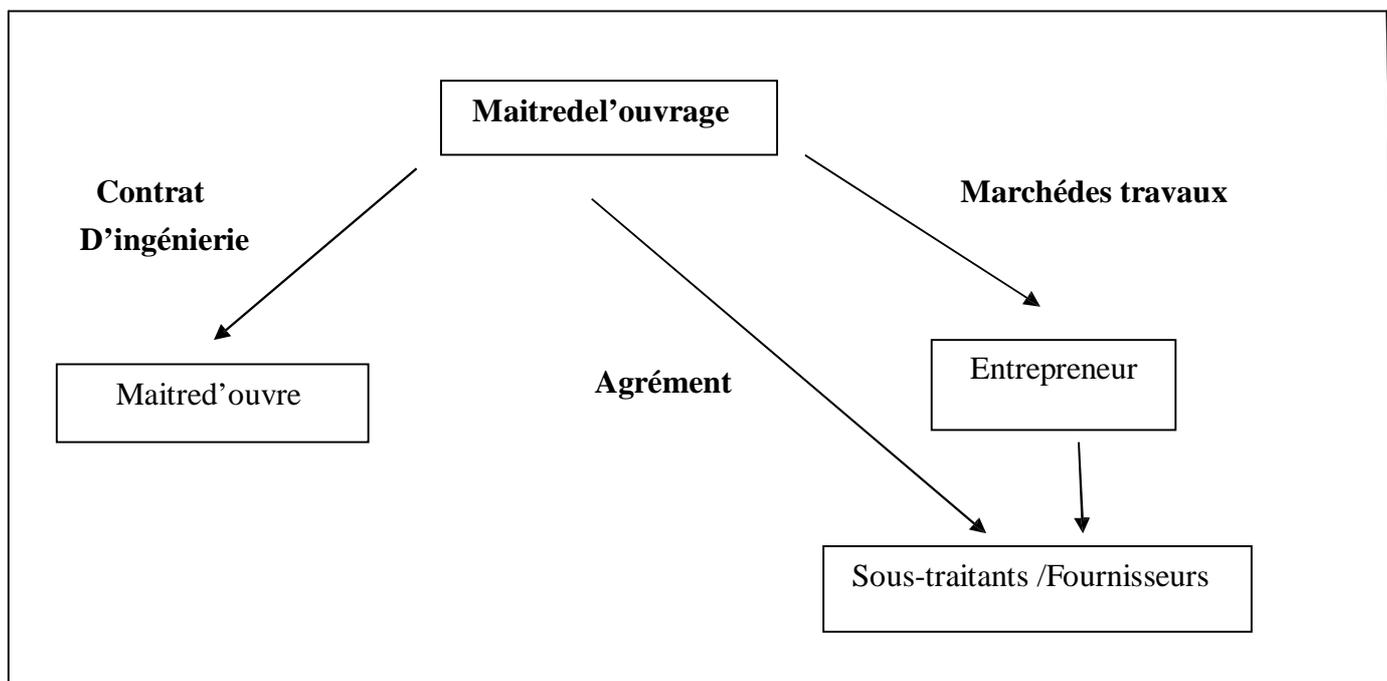
Typede chantier	Remarques
chantierdetype1	Chantierdemoins de15jours, quel quesoit lenombrede travailleurs, ou de15 jours à4 moisjusqu’à20 travailleurs
chantierdetype2	Chantierde15 jours à4mois et deplus de20 travailleur
chantierdetype3	Chantierdeplus de4 mois quel quesoit l’effectif

**VII-2 Les intervenantssur chantier**

Avant de commencerles travauxde réalisation du barrage, il parait indispensablede chacunedes différentes parties concernées parl’intervenirdans l’acted construction.

- ✓Lemaître del’ouvrage
- ✓Lemaître d’œuvre
- ✓L’entrepreneur

Doncilyaun lien contractuel entreles acteurs traditionnels d’un chantierse résume par la figuresuivante:



**FigureVII-1:**Leliens contractuel entreles acteurstraditionnels d’un chantier

### VII-3 Travaux préparatoire et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain dégagé et de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, à fin de ménager les diversaires de stockage et des pistes de circulation d'engins, suivies de leur occupation progressive par les locaux, engins, postes fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes

- ✓ Installations destinées au personnel;
- ✓ Installations destinées au stockage des matériaux;
- ✓ Installations destinées à la réparation des engins;
- ✓ Installation destinée pour la préfabrication;

### VII-4 Ordre d'exécution des travaux

1. Installation du chantier;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau;

### VII-5 Les moyens de chantier

#### 1) Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

#### 2) Les engins de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied d'homme.
- Les camions dumpers.

- Les citernes d'eau et de fuel.
  - Les brises roches et compresseurs.
  - Les groupes électrogènes.
- Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:
- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrants : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pieds d'ameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.
- En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont:
- La décapeuse automotrice (Motor scraper) ;
  - La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adaptée lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou au relief très marqué.

### 3) Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur.....).

### VII-6 L'implantation de l'ouvrage

#### ✓ Etapes de réalisation de la vidange de fond

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage, soudure).
- Réalisation du remblai de verse en argile
- Exécution de la chambre de commande et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

**✓ Etapes de réalisation del'évacuateurdecrué**

- Exécutiondelafouilledel'évacuateurlelongdelatraceàl'aidedepelles mécaniques ou deBULLDOZERS
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton depropreté et desdrains.
- Coffrage,ferraillage, bétonnage, blocs parblocs et misedes joints.
- Protection en enrochement àl'entréeet àlasortiedel'ouvrage.

**✓Réalisation dela diguetravaux préparatoires**

- Installation du chantier, (parc pour matériel, dépôts pour les matériaux de construction, basedeviepourles ouvriers).
- Mise en placedes pistes et accès au site.
- Implantation desaxes (digue, ouvrageannexes).
- Préparation des zones d'emprunts.

**✓Préparation dela fondation pourla réalisationdela digue**

- Déboisement delacuvette, décapagedela couchevégétaledu sitedu barrage
- Mise en placedelatranchéed'étanchéité(parafouille)
- Exécution du remblai (extraction, transport, épandage et compactage des matériaux)
- Mise en placedeladraine

Protection des talus :

- Talus Amont : Enrochement, gravier, sable
- Talus Aval : Couchevégétale
- Travauxde finition, aménagement et revêtementdela crête routed'accès.

**✓Recommandation pourl'exécution dela digue**

- Lesmatériauxdoiventêtrerecompactsenplusieurscouchesavecsoinsafind'assurerdes couches homogènes et continues.
- Lamiseen placedelaterre argileuse comprend les opérations suivantes :
- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactagesuccessives.

- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage de remblai.
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage du parapouille dans la marne pour éviter les risques d'infiltration.

## VII-7 Planification

### VII-7-1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

### VII-7-2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

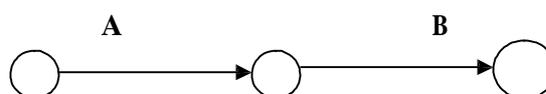
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

### VII-7-3 Méthodes basées sur le réseau.

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification.

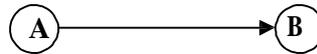
On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



L'opération A précède l'opération B

- **Réseau à nœuds:** L'opération est représentée par un nœud et la succession des Opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

#### VII-7-4 Construction d'un réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent à chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage (Construction du réseau).

#### VII-7-5 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

- **Les paramètres de la méthode**

Les paramètres indispensables dans 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 ;  
**DCP:** Date de commencement au plus tard ;  
**DFP :** Date de finition au plus tôt ;  
**DFPP :** Date de finition au plus tard ;  
**MT:** Marge totale

Et:

$$\begin{cases} \mathbf{DFP=DCP+TR} \\ \mathbf{DCPP=DFPP-TR} \end{cases}$$

➤ **Chemincritique(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:

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT=0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.Pcc \end{cases}$$

**VII-7-6 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:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

**Avec:**

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

Tableau VII-02: Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	1
Construction de la vidangede fond (dérivation) pour conduire correctement les eauxdel'oued	B	1
Décapagegénérauxetréalisation de la clé d'étanchéité	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	1.5
Remblai des fondations	E	1
Approvisionnement des filtres	F	1
Mise en placedu systèmededrainage	G	2
Installation etgénie civil d'ouvragedeprise	H	2
Génicivil de l'ouvraged'évacuation	I	1.5
Revêtement des talus	J	1
Equipement hydrauliques	K	1/2
Finitions	L	2

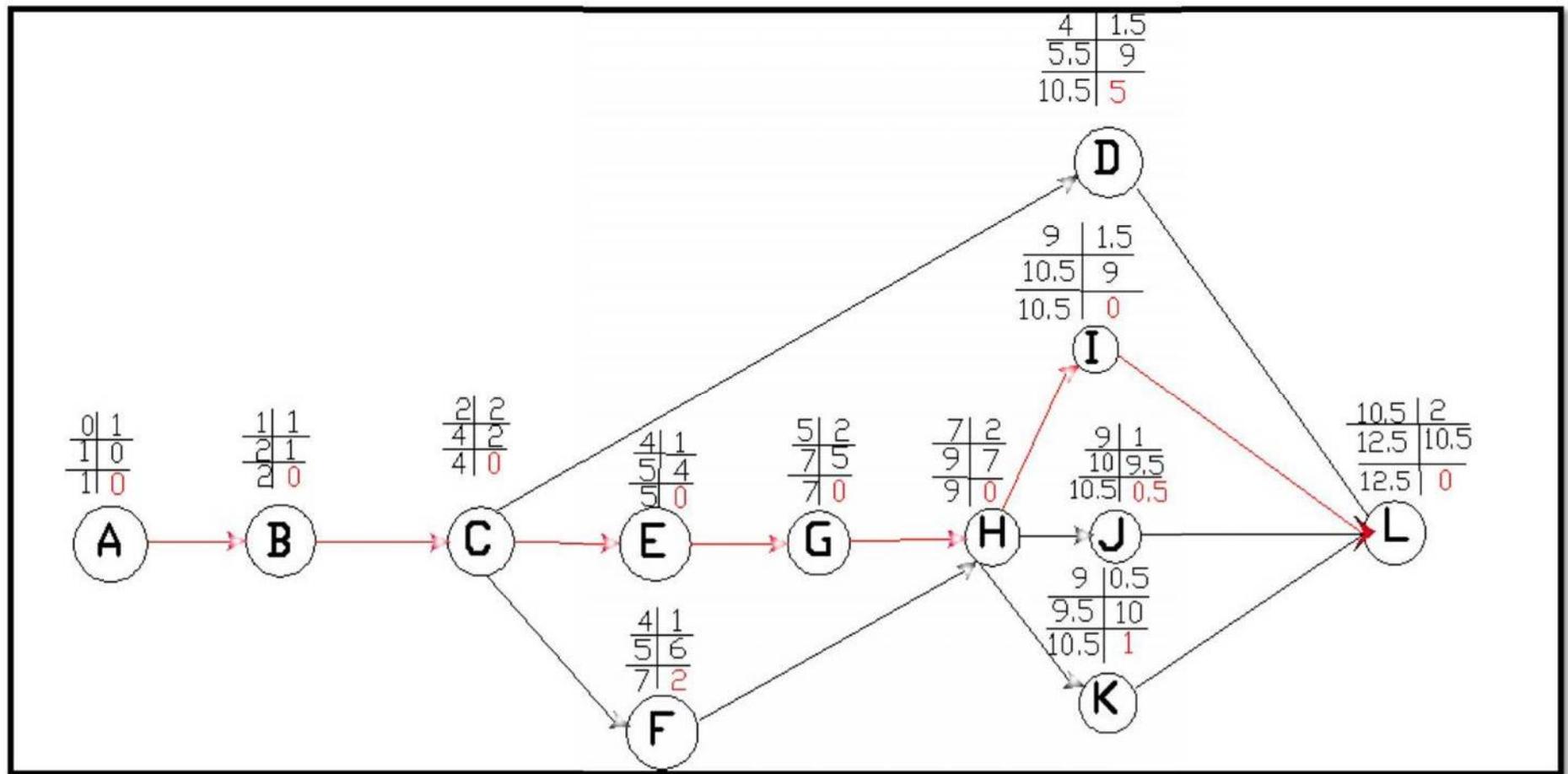


Figure VII-2 Réseau à nœud

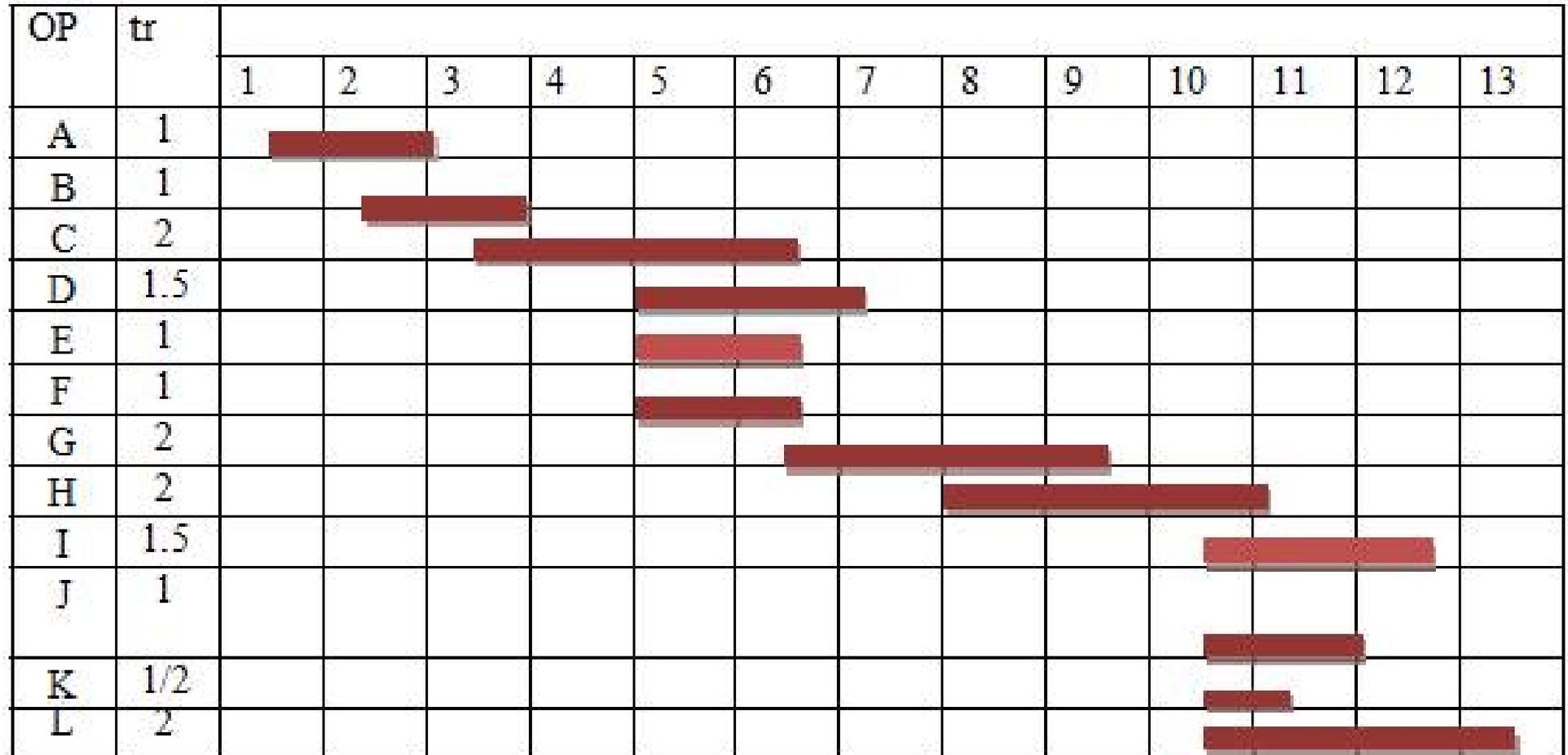
## ➤ Détermination du chemin critique:

Le chemin qui donnera la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant :

Tableau VII-3 : Planning de travaux

opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
<b>A</b>	1	0	1	0	1	<b>0</b>
<b>B</b>	1	1	2	1	2	<b>0</b>
<b>C</b>	2	2	4	2	4	<b>0</b>
<b>D</b>	1.5	4	5.5	9	10.5	5
<b>E</b>	1	4	5	4	5	<b>0</b>
<b>F</b>	1	4	5	6	7	2
<b>G</b>	2	5	7	5	7	<b>0</b>
<b>H</b>	2	7	9	7	9	<b>0</b>
<b>I</b>	1.5	9	10.5	9	10.5	<b>0</b>
<b>J</b>	1	9	10	9.5	10.5	0.5
<b>K</b>	½	9	9.5	10	10.5	1
<b>L</b>	2	10.5	12.5	10.5	12.5	<b>0</b>

TableauVII -4 :DiagrammedeGant



**Conclusion**

Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur l'oued Sidi Salem est estimé à 12.5 mois.

## *Conclusion générale*

Au terme de ce travail, nous ne pouvons que souligner une fois de plus l'intérêt de l'étude de toutes les variantes susceptibles d'être projetées au droit d'un site de barrage à travers différentes considérations tant bien d'ordre technique qu'économique, permettant ainsi à l'ingénieur de dégager de manière rationnelle la variante la plus adéquate remplissant éventuellement les exigences du projet.

En outre, nous a permis de mettre en pratique clairement nos connaissances déjà acquises relatives à son exécution notamment l'estimation du volume des travaux ; la prévision des crues de projet et celles du chantier ; la conception détaillée de l'ouvrage suivie des calculs des infiltrations et de stabilité ainsi qu'une partie relative au volet d'organisation de chantier.

En définitive, pour la suite du projet nous retenons après études technico-économiques comme variante pour le petit barrage sur oued Sidi Salem celle de la digue homogène avec un drain vertical et un prisme de drainage pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

**Bernardo A. R. ; SANTOS. L (2004).** 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. [2]

**Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. **Edition Madani. Blida. Algérie.166p.**

**Augustin A.G(2004)** Manuel de conception des évacuateurs de crues.

Techniques des barrages en aménagement rural– Edition Eyrolles Paris 1997

Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages .ANBT

**Bernardo A. R., L. Santos (2004),** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.

**CARLIER.M,** Hydraulique générale et appliquée.

**Degoutte.G (2002),** Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions.

# *Annexe I*

Collection No.

EN 90.19

Date

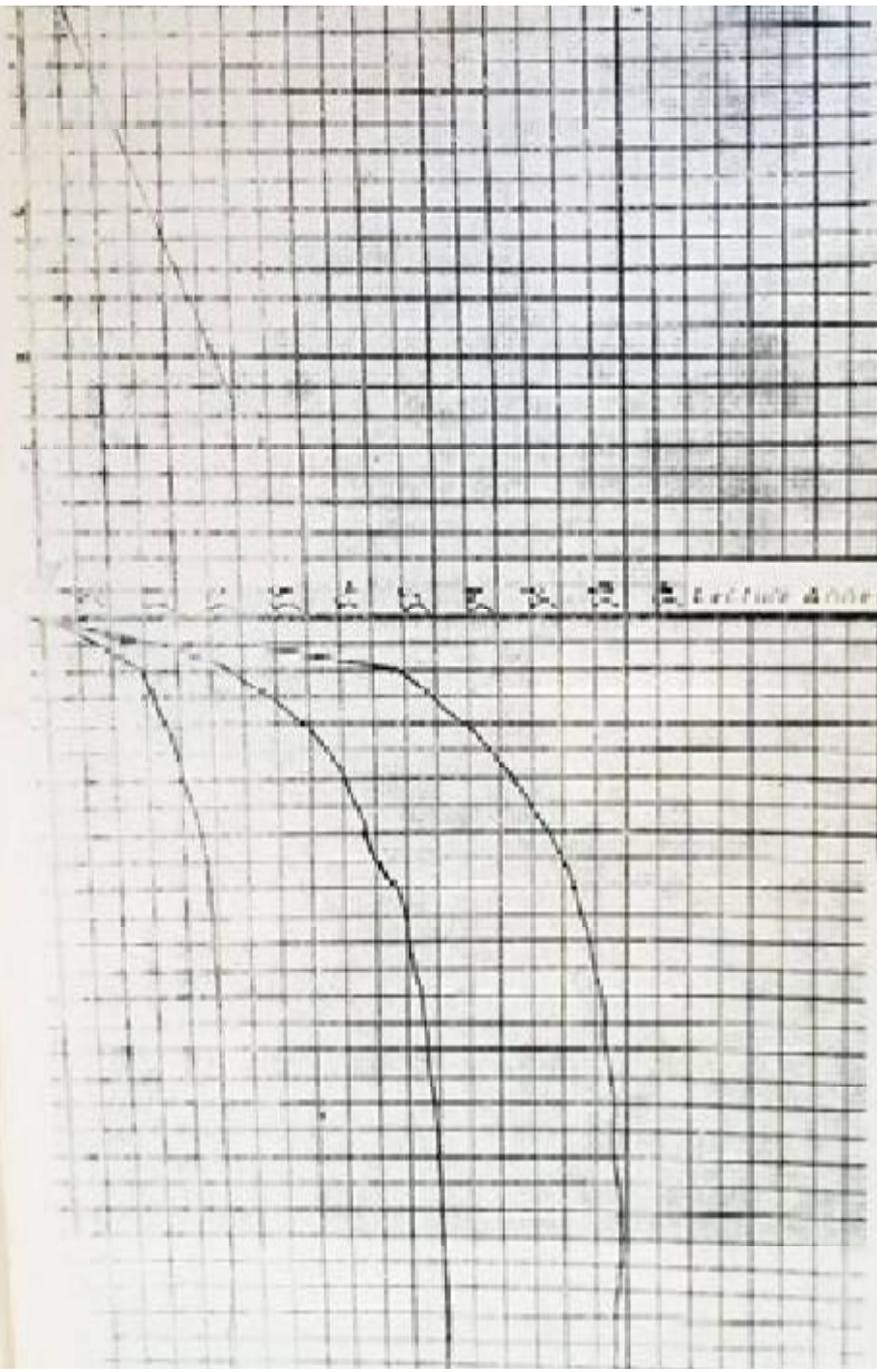
14.10.1960

Soil

CU (MS)

C = 0.00 bars  
y = 20 kN/m<sup>2</sup>

1	5'	161	1908	2458
2	5'	169	1865	✓
3	5'	169	1822	2232
			1810	2220



GRUP D. 2015

Gruppe: Bachmann

Datum: 07/10/17

Seite/Nr.: 1

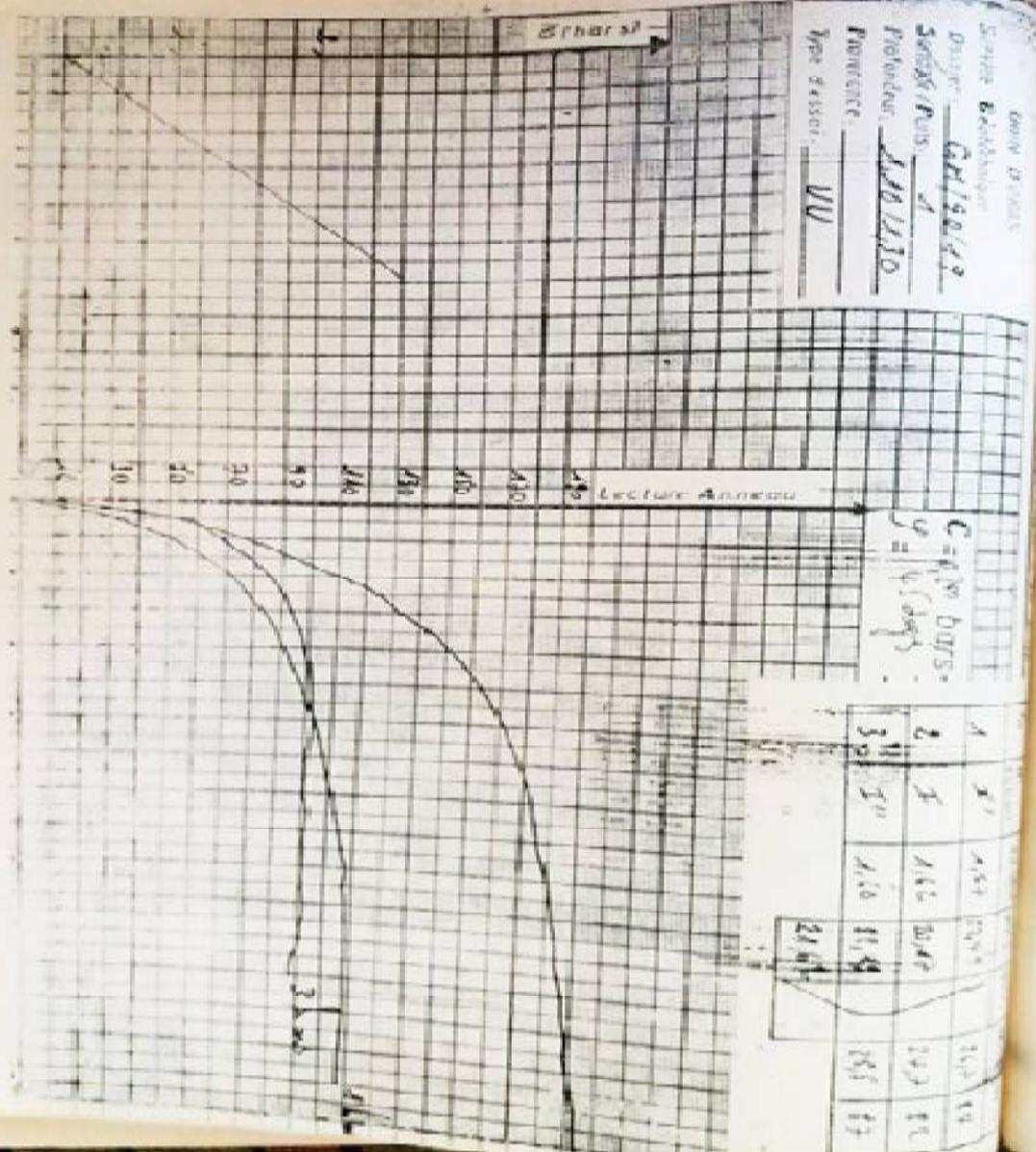
Protokoll: 1701130

Prüfung: \_\_\_\_\_

Typ: VU

$C = A \cdot 10^{\text{DAYS}}$   
 $y = 10 \cdot \log x$

$x$	$x'$	$A(x)$	$10^x$	$10^y$	$10^z$
2	3	1.62	1000	100	10
3	4	1.10	10000	1000	100



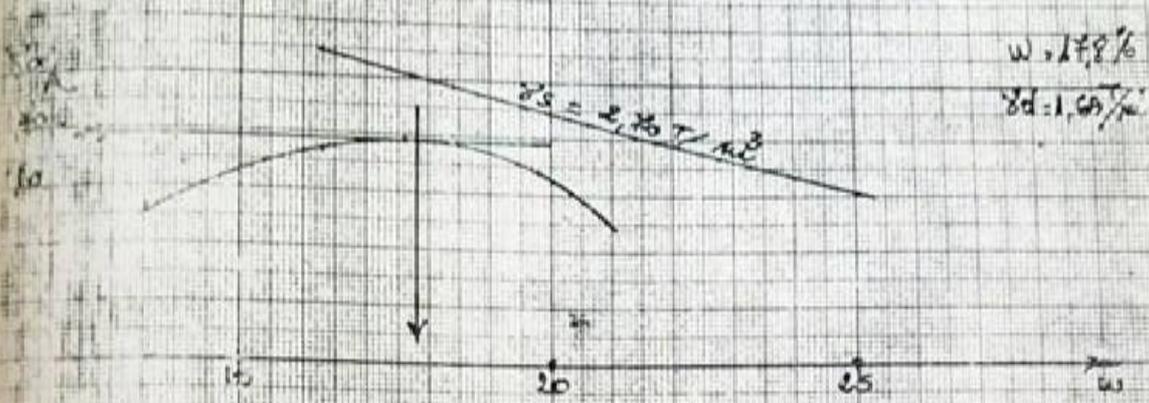
CA-30.19

Petit barrage a vide Salin

ECHANTILLON:

PROFONDEUR:

## ESSAI PROCTOR



## ESSAI CBR

ENERGIE DE COMPACTAGE	10%	25%	55%	INDICE CBR 95% DE COMP
W $\sqrt[3]{\rho}$ W% Final sur Normant indice				

LOSS: 90-10

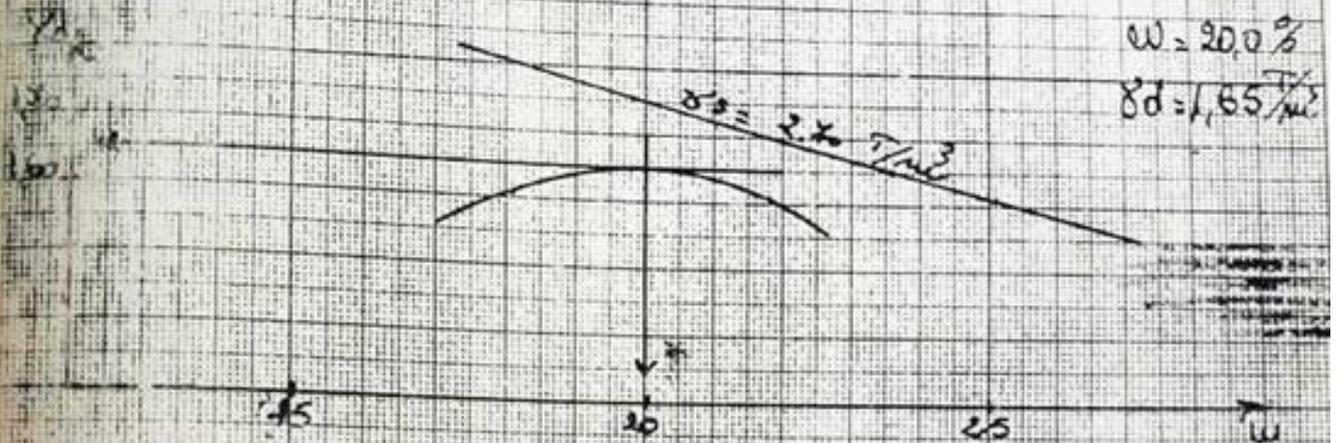
Puis 2

Petit Passage a Sidi Jalem.  
1.40-1.60

ECHANTILLON: 4

PROFONDEUR:

# ESSAI PROCTOR



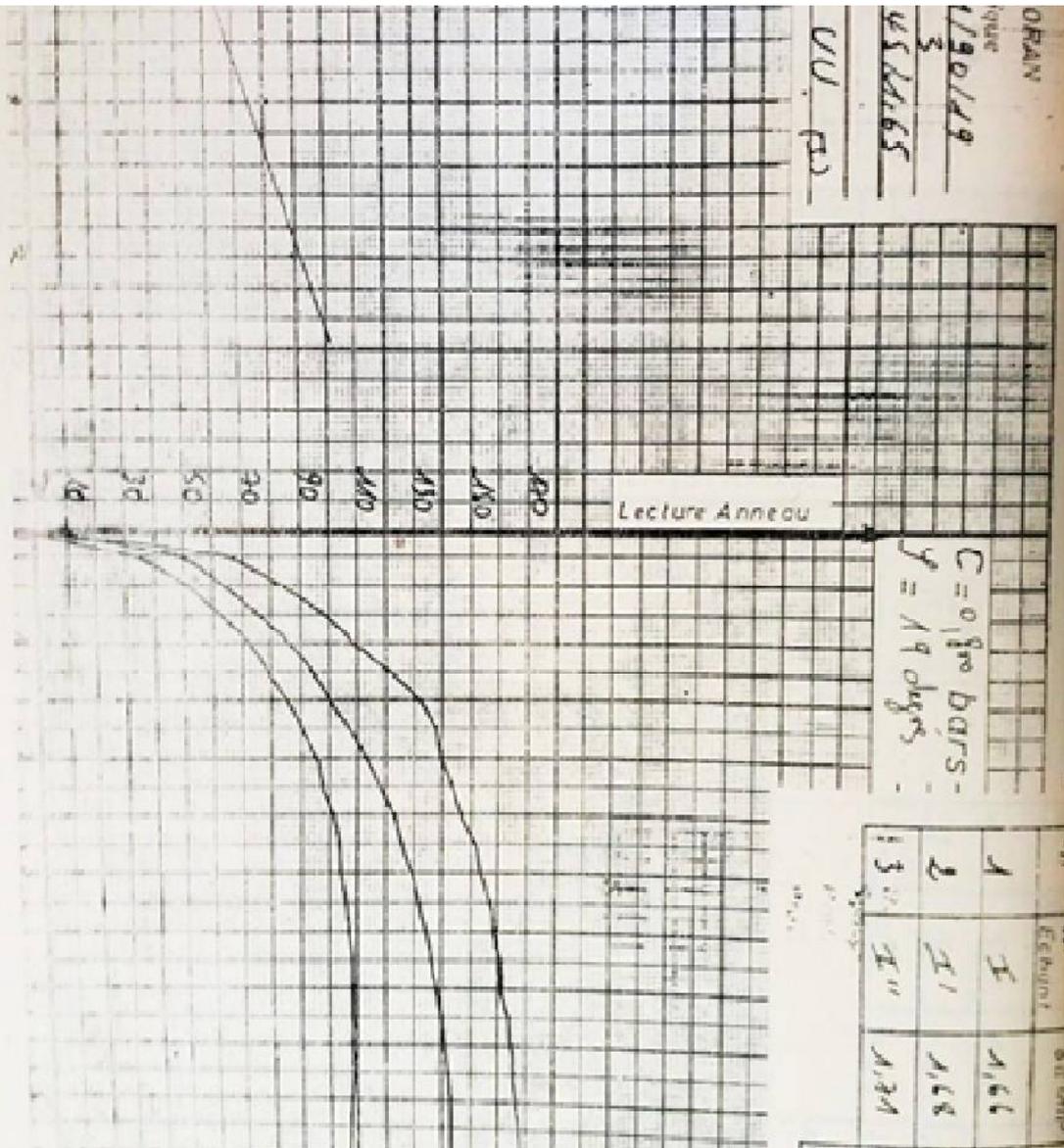
# ESSAI CBR

METHODE DE COMPACTAGE	10%	25%	55%	INDICE CBR 95% DE COMP
	IMBIBITION DE 4 JOURS $\frac{W}{50}$ W% Final gonflement Indice			

11/20/19

USDA 165

UU (3)

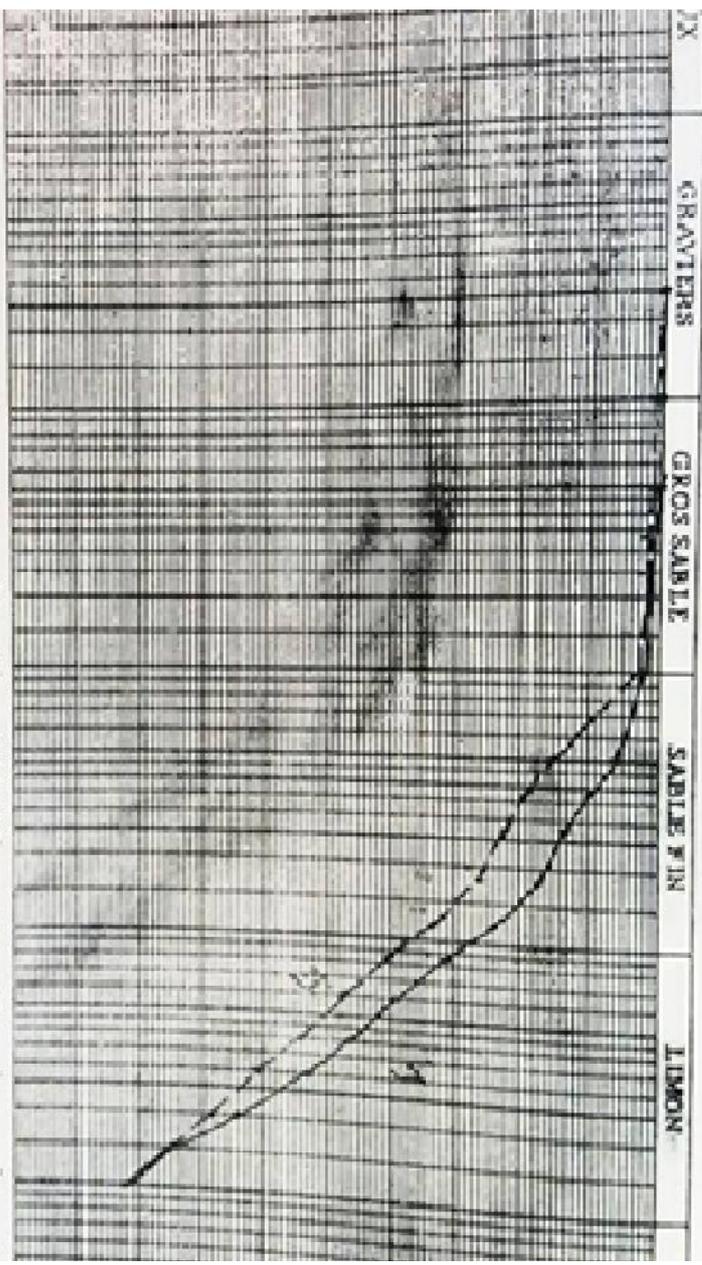


Delegat  
e Chanceliers

N°

N° 1015

5.6 ET 5.7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



µm	50	20	10	5	2	1	0.4	0.2	0.075	0.05	0.02	0.0075	0.005	0.002	0.001	0.00075	0.0005	
mm	0.5	0.25	0.1	0.075	0.05	0.02	0.0075	0.005	0.002	0.001	0.00075	0.0005	0.0002	0.0001	0.000075	0.00005	0.00002	0.00001

LIMITES D'ATTERBERG

L.P.

L.N.

L.C.

L.F.

L.S.

L.T.

L.U.

L.V.

L.W.

L.X.

L.Y.

L.Z.

L.A.

L.B.

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

5.20

Transmittre equivalent (pedimentum)

# *Annexe II*

Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm) de la station de Abou El Hassen (02.02.11)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	126,4	6,3	46,8	125,2	178,0	77,5	288,4	16,5	7,6	0,0	0,0	884,2
1954/55	0,0	23,1	27,1	69,7	259,1	88,5	80,0	76,3	0,0	33,6	8,5	2,5	493,8
1955/56	0,0	42,8	30,8	53,5	99,7	215,0	20,3	3,5	3,5	0,0	0,0	0,0	469,1
1956/57	11,5	70,6	46,4	37,7	65,2	0,0	36,3	83,4	23,7	25,4	0,0	0,0	400,2
1957/58	5,0	106,5	186,0	205,5	210,5	32,0	33,33	86,33	0,5	6,0	2,5	0,0	861,06
1958/59	0,0	123,5	196,5	89,0	43,5	87,8	42,33	30,33	85,0	28,5	0,0	1,0	697,06
1959/60	66,5	83,5	106,4	83,0	83,0	42,0	59,33	42,33	30,0	3,5	0,3	0,3	554,86
1960/61	9,0	5,5	15,0	124,5	202,0	0,0	22,83	48,83	2,5	28,0	3,0	0,5	400,06
1961/62	2,0	36,5	105,3	34,0	54,0	212,0	114,83	63,33	14,2	53,5	0,0	0,0	654,86
1962/63	0,0	8,0	151,0	71,8	83,0	141,5	37,33	34,33	81,0	10,5	0,5	0,0	575,86
1963/64	27,1	16,0	47,0	249,4	96,2	74,4	81,23	119,93	0,2	14,8	0,0	0,4	696,26
1964/65	0,0	79,6	45,7	109,5	173,0	60,6	41,63	102,63	0,2	13,5	0,0	0,0	584,06
1965/66	3,2	54,7	32,3	55,6	27,0	0,2	71,03	58,93	80,7	4,7	0,0	0,0	318,06
1966/67	28,2	130,1	81,1	12,9	32,9	72,6	25,03	237,03	13,5	33,2	0,0	3,4	632,86
1967/68	9,7	96,4	87,7	297,5	11,6	69,3	81,53	61,73	139,3	0,2	0,0	0,0	839,66
1968/69	4,0	0,0	58,6	123,9	49,2	56,9	60,03	100,33	35,0	23,1	0,0	0,0	455,26
1969/70	26,8	323,0	41,5	179,2	76,5	1,0	66,73	72,53	33,7	5,0	0,0	0,0	860,76
1970/71	3,0	121,3	0,0	130,6	188,3	15,6	105,43	61,73	115,7	3,5	4,3	0,0	545,96
1971/72	48,5	48,0	177,5	110,2	220,2	96,5	220,33	102,83	103,0	17,3	0,0	0,2	881,56
1972/73	173,7	94,0	28,2	86,5	137,5	111,0	88,33	28,83	0,0	27,5	2,0	1,0	596,46
1973/74	90,4	50,8	9,4	191,4	12,6	123,4	185,7	126,9	0,3	6,8	0,0	0,0	797,7
1974/75	30,4	149,6	39,3	1,1	32,8	26,6	162,7	46,0	33,5	4,3	0,0	5,5	531,8
1975/76	1,4	1,8	167,2	65,9	58,5	211,9	11,0	81,3	55,7	8,4	0,0	2,5	665,6
1976/77	12,5	109,3	28,0	49,0	73,3	3,3	28,7	21,6	89,7	0,0	0,0	1,9	417,3
1977/78	11,7	8,3	114,2	49,9	67,9	17,5	46,7	89,3	35,8	0,0	0,0	0,0	441,3
1978/79	0,0	209,5	65,3	52,0	30,4	236,7	122,7	54,7	4,3	0,0	0,0	0,0	471,9
1979/80	86,6	22,9	53,4	128,3	111,4	44,1	73,9	19,5	18,5	0,0	0,0	0,0	558,6
1980/81	6,0	14,0	19,0	244,7	46,5	73,4	46,2	89,1	10,0	6,5	0,0	1,5	579,3
1981/82	5,5	0,0	0,0	39,0	39,5	82,5	27,0	18,0	21,5	0,0	0,5	0,4	385,2

1982/83	22,7	65,7	146,4	79,4	0,0	89,6	18,5	3,3	2,3	0,0	0,0	13,0	494,5
1983/84	0,0	4,7	64,2	55,6	59,4	49,4	39,7	8,5	103,6	5,1	0,0	0,4	433,6
1984/85	6,3	64,3	16,0	88,4	76,1	20,2	129,8	18,7	77,8	0,0	0,0	0,0	584,9
1985/86	2,2	69,4	119,3	58,2	84,1	63,8	88,5	11,2	1,0	1,9	11,3	0,0	523,4
1986/87	48,1	28,9	100,1	111,8	27,5	249,4	14,4	2,7	20,2	2,7	0,0	5,1	610,9
1987/88	0,0	8,4	56,7	53,9	125,8	22,4	53,8	25,5	77,2	5,4	0,0	0,0	429,1
1988/89	21,3	9,6	64,4	231,6	10,0	12,7	130,5	71,7	0,4	26,7	0,0	0,0	578,9
1989/90	13,9	2,7	40,9	23,0	35,6	0,0	41,0	25,0	51,1	0,0	0,0	0,0	233,2
1990/91	0,0	112,8	73,3	100,4	93,7	106,6	147,9	14,4	29,2	29,0	0,0	0,0	707,3
1991/92	0,0	110,0	79,7	14,2	143,5	26,8	136,9	47,3	31,7	30,7	5,9	0,0	626,7
1992/93	0,0	51,8	53,0	62,7	10,5	69,9	11,7	58,2	23,4	0,0	0,0	0,4	341,6
1993/94	13,6	28,0	29,5	18,8	41,2	81,0	3,8	33,8	13,0	0,0	0,0	0,0	262,7
1994/95	30,7	70,3	24,7	47,9	82,2	52,7	100,6	12,9	0,0	1,7	0,0	26,5	450,2
1995/96	57,2	2,4	43,9	23,7	44,9	106,1	64,2	73,6	31,0	0,0	14,9	0,0	461,9
1996/97	25,5	16,1	11,7	33,9	41,6	12,2	0,0	150,2	6,9	0,0	0,0	11,7	309,8
1997/98	31,2	50,6	127,3	46,0	14,7	35,1	29,1	57,6	69,3	0,0	0,0	2,2	463,1
1998/99	12,3	29,0	26,5	24,7	199,5	91,5	56,5	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	443,2
1999/00	30,6	15,4	94,8	260,2	28,1	0,0	7,3	19,3	27,7	0,0	0,0	0,0	483,4
2000/01	37,5	137,9	60,4	25,1	65,9	33,0	0,0	25,5	17,8	0,0	0,0	0,0	403,1
2001/02	6,2	0,0	296,5	30,6	37,5	2,2	62,9	39,4	42,3	0,0	0,0	0,0	517,6
2002/03	0	15,6	71,4	12,4	117,6	61,4	13,4	40,1	30,7	0	0	0	362,6
2003/04	0	29,9	66	60,8	32,4	58,6	37,2	34,2	24,6	7,8	0	0	351,5
2004/05	0	31,7	63,3	105,5	7,6	133,3	38,3	1,2	0	0	0	0	380,9
2005/06	48,1	24,9	99,9	136,2	126,4	110,8	8,8	6,4	131,8	18,6	0	0	711,9
2006/07	11,6	0	3,2	188	19,5	50,1	72,2	129	8,4	0	0	0	482
2007/08	28,3	75,4	213,9	23,2	14,4	33,2	55,8	10,6	48,5	16,5	8,5	0	528,3
2008/09	12,3	12,9	186,5	110,6		15,8	56,6	52,9	3,4	0	0	0	451
2009/10	25,2	0	27,5	118,8	42	82,8	49,3	29,1	27,5	13,3	0	53,5	469
Moyenne	19,6	44,0	60,7	76,1	68,9	73,5	60,4	54,7	23,9	5,9	1,1	2,5	532,4

Source : A.N.R.H

Série des pluies maximales journalières (mm) de la station de Abou El Hassen (02.02.11)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	39,8	3,6	15,7	48,5	108,9	21,5	96,8	8,7	7,6	0	0	108,9
1954/55	0	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	6,8	8,5	2,5	115,3
1955/56	0	13,3	19,1	19,4	21,6	52,7	11,8	3,5	3,5	0	0	0	52,7
1956/57	11,5	20	20,1	10	23	0	26,7	22,5	11,4	22,1	0	0	26,7
1957/58	3,5	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	4	0	0	115,3
1958/59	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1959/60	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1960/61	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	0	36,9
1961/62	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1962/63	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0,3	0	34,4
1963/64	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	27,2
1964/65	14	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	5,5	59,6
1965/66	44,1	5,4	13,8	69	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	2,5	69
1966/67	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	9	0	0	152,5
1967/68	9	11	33	55	5,1	25,3	119	21	0,4	11,2	0,3	0	119
1968/69	44,1	0	15,2	6,5	2,7	5,3	9,7	40	18	5	0	0	44,1
1969/70	0	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1970/71	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	65	7,2	1,4	2	3	0	0	65
1971/72	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	66	19	5	3	0	0	66
1972/73	27	28	16	40,8	21,2	77	7,2	21	0,4	11,2	0,3	0	77
1973/74	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1974/75	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	5,5	36,9
1975/76	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	2,5	79,9
1976/77	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0	1,9	34,4
1977/78	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	47,9
1978/79	22	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	0	59,6
1979/80	44,1	5,4	13,8	54,2	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	0	54,2
1980/81	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	0	0	0	152,5
1981/82	3	0	0	29,5	11	24	11	10,5	9	0	0	0	29,5

1982/83	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	8	1,8	2,3	0	0	11,5	42,7
1983/84	0	3,1	31	27,3	31,3	36,9	4,8	12,7	21,7	1	0	0	36,9
1984/85	17,7	50	16	36,9	4,8	12,7	21,7	0	44	4,8	0	0	44
1985/86	13,9	37	41,3	56	106,3	93,6	17,9	9,9	106,3	106,3	99,6	99,6	106,3
1986/87	24,7	7,5	47	35,4	12,9	85,6	9,2	2,7	13,6	1,4	0	3,7	85,6
1987/88	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	50,3	12	61,4	4	0	0	61,4
1988/89	17,7	6,2	43,6	122	5,5	7,2	92,1	28,8	0,4	26,7	0	0	122
1989/90	13,9	2,7	15,9	10,6	10,7	0	20,7	12,7	36,2	0	0	0	36,2
1990/91	0	45,6	37,5	36,8	37,1	18,3	59,9	8,1	26,2	26,5	0	0	59,9
1991/92	0	64,3	36,6	6,3	49,8	17,5	45,4	24,9	22,6	22,5	5,9	0	64,3
1992/93	0	20,3	26	20,8	10,1	36,9	4,8	12,7	21,7	0	0	0,4	36,9
1993/94	7,5	10,2	9,1	14,4	16,7	29	3,8	9,8	11,8	0	0	0	29
1994/95	20,5	27,9	20,7	29,6	15,8	27	37,9	6,5	0	1,6	0	25,5	37,9
1995/96	31,4	2,4	31,8	12,3	9,1	17,7	19,8	20,9	21,3	0	14,9	0	31,8
1996/97	25,5	11,2	5,2	11	15,8	7,3	0	69,2	2,4	0	0	6,9	69,2
1997/98	17,4	32,6	25	14,9	6,4	10,2	23,1	30,2	23,7	0	0	2,2	32,6
1998/99	9,8	24,6	8	6	98	24	24,4	3,2	0	0	0	0	98
1999/00	24,2	9,8	19,8	86,2	12,4	0	5,9	4,7	26,3	0	0	0	86,2
2000/01	22,8	24,6	27,9	12	15,2	14,1	0	10,9	6,5	0	0	0	27,9
2001/02	3,2	0	166,5	12,8	24,8	2,2	19,3	16,4	30,8	0	0	0	166,5
2002/03	0	10,5	50,4	6,6	29,2	14,7	7,1	14,1	23,7	0	0	0	50,4
2003/04	0	18,1	22,6	22,8	13,6	23,1	25,3	12,3	23	5,4	0	0	25,3
2004/05	0	19,6	28,5	29,3	6,5	40	12,6	0,8	0	0	0	0	40
2005/06	10	10	23,8	33,8	55,8	39,9	5,2	4,1	87,7	17,8	0	0	55,8
2006/07	6,6	0	2,1	43,1	10,2	10,6	18,8	33,5	8,4	0	0	0	43,1
2007/08	20,1	49	91,1	9	10,7	20,5	14,9	6,6	12,4	8,6	6,5	0	91,1
2008/09	5,6	5,5	82,1	26,5		7,3	16	17,1	3,4	0	0	0	82,1
2009/10	8,8	0	20,4	56,1	12,7	40,5	25,3	18,4	16,6	12,4	0	33,3	56,1

**Source : A.N.R.H**

Série des apports (Mm<sup>3</sup>) et des débits maximaux (m<sup>3</sup>/s) de la station SIDI  
AKACHA(020207).

année		sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
74 - 75	Q max	0.02	1.13	0.22	0.09	0.14	0.16	1.75	0.59	0.18	0.01	0	0	4.29
	Apport	0.052	2.929	0.570	0.233	0.363	0.415	4.54	1.53	0.47	0.02	0	0	11.12
75 - 76	Q max	0	0.01	1.86	1.82	0.46	13.54	0.58	0.87	1.21	0.11	0.04	0.02	20.52
	Apport	0	0.03	4.82	4.72	1.20	35.10	1.50	2.25	3.13	0.29	0.10	0.05	53.19
76 - 77	Q max	0.05	0.72	0.84	0.95	1.6	0.25	0.1	0.08	0.42	0.02	0.01	0.01	5.05
	Apport	0.05	0.72	0.84	0.95	1.6	0.25	0.1	0.08	0.42	0.02	0.01	0.01	13.09
77 - 78	Q max	0	0	0.87	0.25	0.92	0.17	0.43	0.97	0.1	0	0	0	3.71
	Apport	0	0	2.26	0.65	2.39	0.44	1.16	2.51	0.26	0	0	0	9.62
78 - 79	Q max	0	2.66	0.42	0.99	0.27	10.55	8.82	1.15	0.15	0.05	0.01	0.01	25.08
	Apport	0	6.89	1.09	2.57	0.70	27.34	22.86	2.98	0.39	0.13	0.03	0.	65.01
79 - 80	Q max	0.49	0.38	0.36	2.08	5.74	0.59	3.85	0.17	0.16	0.02	0.01	0.01	13.86
	Apport	1.27	0.98	0.93	5.39	14.88	1.53	9.98	0.44	0.42	0.05	0.03	0.03	35.93
80 - 81	Q max	0	0.01	0.05	8.12	2	3.18	0.64	0.84	0.55	0.08	0.03	0	15.5
	Apport	0	0.02	0.13	21.05	5.18	8.24	1.66	2.18	1.43	0.21	0.08	0	40.18
81 - 82	Q max	0.01	0.02	0.03	0.13	0.22	1.94	0.11	0.15	0.17	0	0	0	2.78
	Apport	0.02	0.05	0.08	0.34	0.57	5.03	0.29	0.39	0.44	0	0	0	7.21
82 - 83	Q max	0.41	0.45	2.41	2.76	0.18	2.34	0.23	0.09	0.02	0.01	0	0	8.9
	Apport	1.06	1.17	6.25	7.15	0.47	6.06	0.60	0.23	0.05	0.03	0	0	23.07
83 - 84	Q max	0,00	0,01	25,75	4,89	12,66	28,00	7,78	0,59	11,36	0,14	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,00	0,00	1,00	0,55	1,04	1,61	0,68	0,10	0,56	0,05	0,01	0,00	5,60
84 - 85	Q max	0,01	12,66	1,29	14,60	11,10	1,19	52,73	23,50	4,15	0,01	0,00	0,00	52,73
	Apport	0,00	0,60	0,16	1,14	2,01	0,28	4,59	0,63	0,63	0,01	0,00	0,00	10,06
85 - 86	Q max	7,09	30,25	36,23	4,86	54,45	162,20	19,42	0,93	0,07	0,74	0,01	0,00	162,20
	Apport	0,06	0,72	1,93	0,58	4,21	15,47	3,12	0,63	0,06	0,05	0,01	0,00	26,83
86 - 87	Q max	0,00	127,28	16,70	153,20	38,13	133,04	1,80	0,23	0,06	0,03	0,03	0,03	153,20
	Apport	0,00	2,24	0,69	13,13	1,60	20,10	1,65	0,35	0,12	0,07	0,07	0,07	40,10
87 - 88	Q max	0,03	0,67	21,46	2,10	28,00	0,23	25,75	3,12	17,38	0,01	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,07	0,09	1,64	0,42	3,21	0,19	1,06	0,14	0,68	0,02	0,01	0,00	7,53
88 - 89	Q max	0,00	0,00	9,20	96,00	0,05	0,12	51,00	2,66	0,07	4,14	0,01	0,00	96,00

	Apport	0,00	0,00	0,25	4,47	0,07	0,08	2,37	0,25	0,04	0,13	0,01	0,00	7,68
89 - 90	Q max	3,12	0,48	16,70	0,18	16,70	0,01	0,01	130,88	48,38	0,00	0,00	0,00	130,88
	Apport	0,22	0,04	0,11	0,04	0,84	0,01	0,00	2,01	0,24	0,00	0,00	0,00	3,51
90 - 91	Q max	0,04	12,60	57,90	35,75	31,48	27,25	71,60	2,10	0,50	0,93	0,01	0,00	71,60
	Apport	0,00	0,47	2,30	2,24	2,41	2,50	6,28	0,78	0,22	0,09	0,02	0,00	17,31
91 - 92	Q max	0,04	12,60	10,70	0,00	42,60	4,14	26,50	16,70	8,24	0,04	0,00	0,00	42,60
	Apport	0,01	0,24	0,29	0,01	3,82	0,17	2,14	1,29	0,39	0,02	0,01	0,00	8,39
92 - 93	Q max	0,00	0,01	14,00	10,45	19,42	14,81	6,00	18,74	16,70	0,00	0,00	0,00	19,42
	Apport	0,00	0,00	0,40	0,79	0,38	0,55	0,45	0,66	0,72	0,01	0,00	0,00	3,96
93 - 94	Q max	0,00	3,28	0,44	1,80	14,00	17,72	0,74	5	0,80	0,80		0,00	17,71
	Apport	0,00	0,10	0,03	0,11	0,73	1,76	1,83	0,50	2,04	2,04	0,00	0,00	9,14
94 - 95	Q max	2,02	28,75	35,75	120,80	51,00	27,25	62,50	23,50	0,01	0,00	0,00	68,80	120,80
	Apport	0,14	0,99	2,20	1,68	3,45	0,79	6,00	0,22	0,01	0,01	0,00	0,44	15,93
95 - 96	Q max	90,10	4,50	28,00	31,48	10,45	33,85	66,00	16,70	12,04	0,10	0,01	0,01	90,10
	Apport	2,81	0,14	1,37	1,19	0,89	5,80	8,87	1,99	0,74	0,07	0,02	0,02	23,91
96 - 97	Q max	0,00	0,00	0,46	0,00	8,10	3,70	0,00	339,20	7,38	0,00	0,00	0,00	339,20
	Apport	0,01	0,01	0,01	0,01	0,32	0,14	0,01	10,45	0,20	0,01	0,01	0,01	11,17
97 - 98	Q max	3,00	117,90	121,30	24,14	7,56	7,74	5,01	70,00	35,00	0,00	0,00	0,00	121,30
	Apport	0,10	2,08	5,88	1,46	0,14	0,23	0,11	1,33	1,94	0,01	0,01	0,01	13,29
98 - 99	Q max	0,00	11,40	7,01	2,58	117,90	35,00	86,86	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	117,90
	Apport	0,01	0,32	0,17	0,07	10,28	5,99	5,38	0,17	0,01	0,01	0,01	0,00	22,42
99 - 00	Q max	0	0,52	11,40	239,80	5,01	0,25	1,94	0,07	10,94	0,00	0,00	0,00	239,91
	Apport	0,01	1,37	0,95	21,20	1,58	0,44	0,25	0,01	0,21	0,01	0,01	0,01	26,05
00 - 01	Q max	15,10	212,00	61,74	4,18	15,10	2,44	0,25	38,00	2,44	0,00	0,00	0,00	212,00
	Apport	0,41	4,81	3,08	0,09	1,33	0,76	0,06	0,44	0,10	0,01	0,00	0,00	11,09
01 - 02	Q max	0,58	0,00	357,20	1,20	1,54	0,32	15,04	7,38	3,64	0,00	0,00	0,00	357,20
	Apport	0,02	0,01	18,18	0,49	0,86	0,25	2,80	0,40	0,22	0,00	0,00	0,00	23,23
02 - 03	Q max	0,00	1,67	43,39	5,00	28,60	38,80	1,26	2,85	7,18	0,01	0,01	0,01	43,39
	Apport	0,00	0,18	1,57	0,37	2,55	2,35	0,39	0,40	0,27	0,02	0,01	0,01	8,13
03 - 04	Q max	0,00	0,02	3,15	22,22	0,56	5,71	10,00	2,08	20,65	0,01	0,00	0,00	22,22
	Apport	0,00	0,02	0,41	1,66	0,06	0,43	0,86	0,17	1,20	0,01	0,01	0,00	4,82
04 - 05	Q max	0,00	0,56	39,29	24,60	2,75	14,10	21,57	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	39,29
	Apport	0,01	0,03	0,83	2,30	0,37	2,09	2,14	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	7,77

05 - 06	Q max	0,00	1,51	11,40	35,30	325,50	31,04	1,51	0,26	68,52	0,01	0,01	0,00	325,50
	Apport	0,00	0,03	0,33	3,47	8,89	5,60	0,49	0,02	3,91	0,01	0,02	0,00	22,78
06 - 07	Q max	0,01	0,00	0,00	112,10	2,52	3,64	9,92	92,50	9,07	0,00	0,00	0,00	112,10
	Apport	0,01	0,00	0,00	4,80	0,18	0,49	1,10	10,58	0,27	0,00	0,00	0,00	17,44
07 - 08	Q max	0,14	10,30	73,95	1,98	2,75	26,20	15,94	0,08	0,73	0,00	0,00	0,00	73,95
	Apport	0,01	0,41	4,91	1,36	0,79	0,97	1,21	0,09	0,13	0,00	0,00	0,00	9,87

### Teste de Wilcoxon pour les pluies annuelles

La série (XuY)	Origine	Le rang	La série (XuY)	Origine	rang
884	X	1	493	X	30
881	X	2	483	Y	31
861	X	3	482	Y	32
860	X	4	471	Y	33
839	X	5	469	X	34
797	X	6	469	Y	35
711	Y	7	463	Y	36
707	Y	8	461	Y	37
697	X	9	455	X	38
696	X	10	451	Y	39
665	X	11	450	Y	40
654	X	12	443	Y	41
632	X	13	441	X	42
626	Y	14	433	Y	43
610	Y	15	429	Y	44
596	X	16	417	X	45
584	Y	17	403	Y	46
584	X	18	400	X	47
579	Y	19	400	X	48
578	Y	20	385	Y	49
575	X	21	380	Y	50
558	Y	22	362	Y	51
554	X	23	351	Y	52
545	X	24	341	Y	53
531	X	25	318	X	54
528	Y	26	309	Y	55
523	Y	27	262	Y	56
517	Y	28	233	Y	57
494	Y	29			

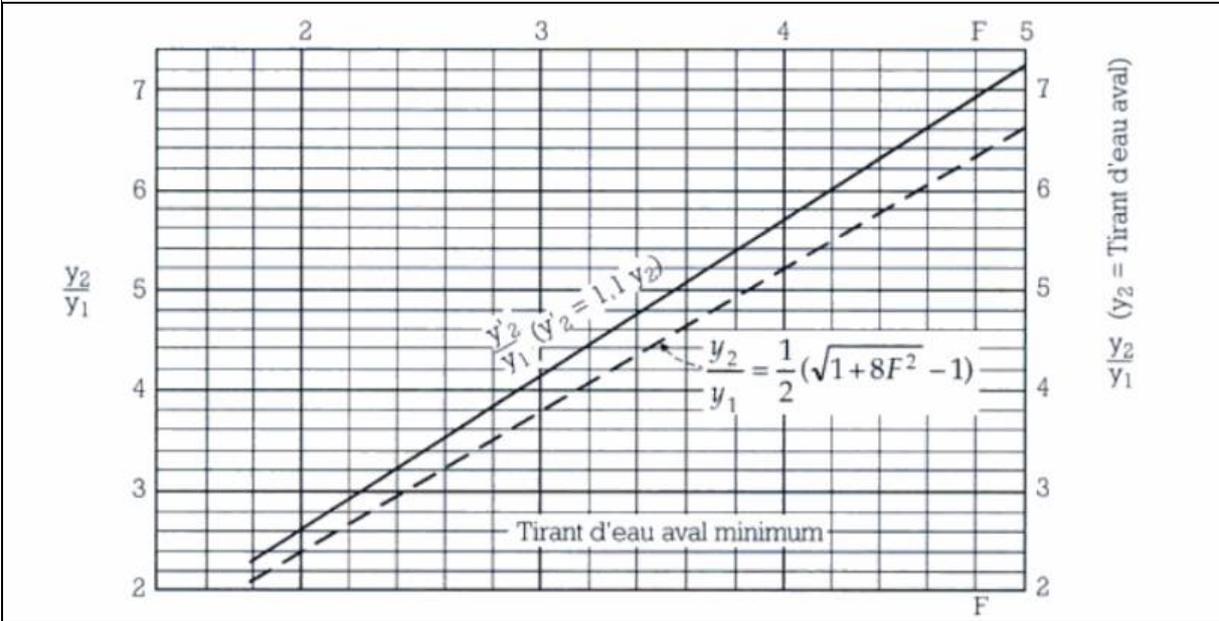
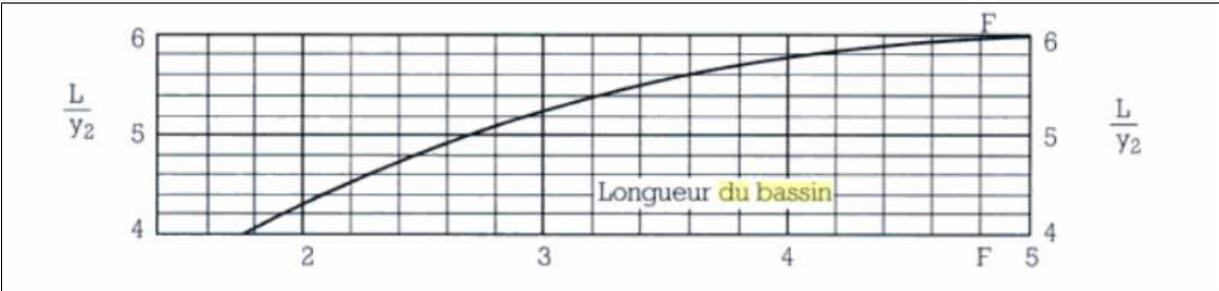
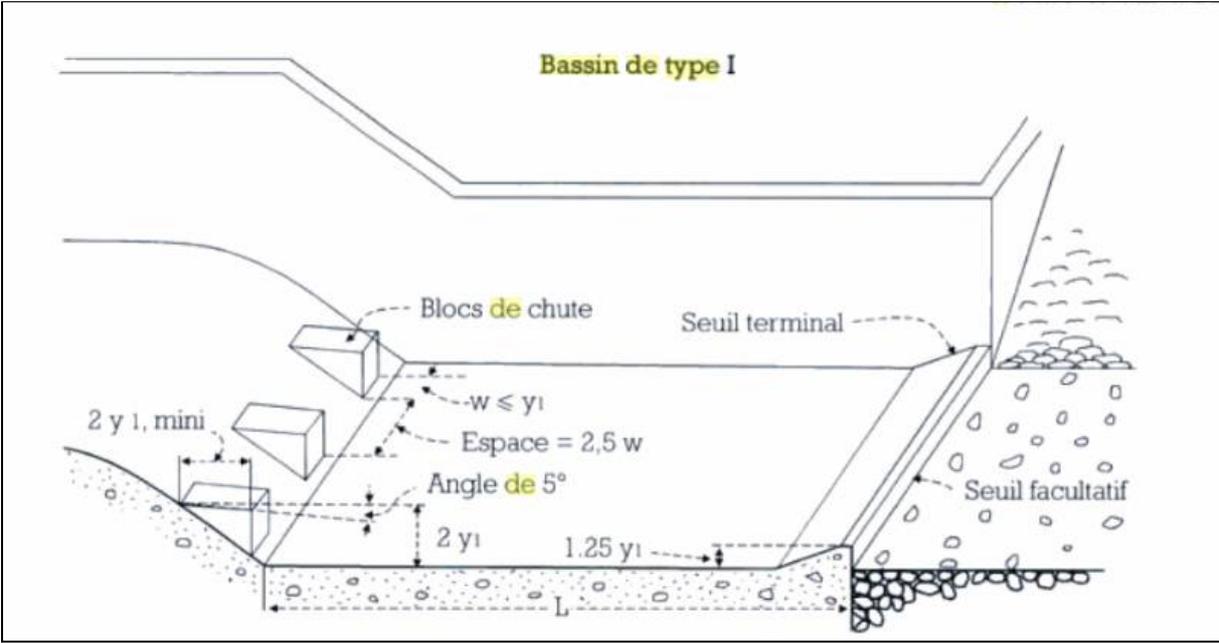
### Teste de la médiane pour les pluies annuelles

La série	Le signe	La série	Le signe
884,2	+	494,5	+
493,8	-	433,6	-
469,1	-	584,9	+
400,2	-	523,4	+
861,06	+	610,9	+
697,06	+	429,1	-
554,86	+	578,9	+
400,06	-	233,2	-
654,86	+	707,3	+
575,86	+	626,7	+
696,26	+	341,6	-
584,06	+	262,7	-
318,06	-	450,2	-
632,86	+	461,9	-
839,66	+	309,8	-
455,26	-	463,1	-
860,76	+	443,2	-
545,96	+	483,4	-
881,56	+	403,1	-
596,46	+	517,6	+
797,7	+	362,6	-
531,8	+	351,5	-
665,6	+	380,9	-
417,3	-	711,9	+
441,3	-	482	-
471,9	-	528,3	+
558,6	+	451	-
579,3	+	469	-
385,2	-		

### Teste de Wilcoxon pour les pluies maximales journalières

La série (XuY)	Origine	Le rang		La série (XuY)	Origine	rang
166.5	x	1		59.6	y	30
152.5	y	2		56.1	y	31
152.5	y	3		55.8	y	32
122	x	4		54.2	y	33
119	x	5		52.7	x	34
115.9	x	6		50.4	y	35
115.9	x	7		47.9	y	36
115.9	x	8		44	y	37
115.3	x	9		44.1	x	38
115.3	x	10		43.1	y	39
108.9	y	11		42.7	y	40
106.3	y	12		40	y	41
98	y	13		37.9	y	42
91.1	y	14		36.9	x	43
86.2	y	15		36.9	x	44
85.6	y	16		36.9	y	45
82.1	x	17		36.9	y	46
79.9	x	18		36.2	y	47
79.9	x	19		34.4	y	48
79.9	x	20		34.4	x	49
77	y	21		32.6	y	50
69.2	x	22		31.8	y	51
69	x	23		29	y	52
66	x	24		29.5	y	53
65	y	25		27.9	y	54
64.3	y	26		27.2	x	55
61.4	y	27		26.7	x	56
59.9	x	28		25.3	y	57
59.6	x	29				

*Annexe III*



# *Annexe IV*

**Tableau1 :Résultatsdecalculsdestabilité**

<b>Stabilité pour lecasdu VidangeRapide (R=29.3m)</b>															
<b>N°Tr</b>	<b>bi</b>	<b>h1</b>	<b>h2</b>	<b>h3</b>	<b>Sin<math>\alpha</math></b>	<b>Cos<math>\alpha</math></b>	<b>Gn</b>	<b>T=Gn*Sin<math>\alpha</math></b>	<b>N=Gn*Cos<math>\alpha</math></b>	<b>dli</b>	<b>C*dli</b>	<b>tang<math>\emptyset</math></b>	<b>N*tang<math>\emptyset</math></b>	<b>dn</b>	<b>a*Gn*dn</b>
-4	2.93	2.33	0	0	-0.4	0.917	8.898	-3.6	8.15	3.20	11	0.62	5.06	28.55	38.10
-3	2.93	4.39	0	0	-0.3	0.954	16.72	-5.0	15.95	3.07	10.4	0.62	9.89	27.97	70.16
-2	2.93	5.37	0.65	0	-0.2	0.98	23.88	-4.8	23.40	2.99	10.2	0.62	14.51	27.12	83.21
-1	2.93	6.29	1.09	0	-0.1	0.995	29.71	-3.0	29.56	2.94	10	0.62	18.33	26.28	94.44
0	2.93	7.21	1.24	0	0	1	34	0.0	34.00	2.93	9.96	0.62	21.08	25.41	104.67
1	2.93	8.12	1.09	0	0.1	0.995	36.68	3.7	36.49	2.94	10	0.62	22.63	25.17	116.77
2	2.93	9.04	0.65	0	0.2	0.98	37.86	7.6	37.10	2.99	10.2	0.62	23.00	24.94	128.82
3	2.93	9.84	0	0	0.3	0.954	37.48	11.2	35.75	3.07	10.4	0.62	22.17	24.71	138.92
4	2.93	9.67	0	0	0.4	0.917	36.83	14.7	33.76	3.20	10.9	0.62	20.93	24.89	137.52
5	2.93	9.11	0	0	0.5	0.866	34.7	17.3	30.05	3.38	11.5	0.62	18.63	25.27	131.53
6	2.93	8.09	0	0	0.6	0.8	30.81	18.5	24.65	3.66	12.5	0.62	15.28	25.87	119.58
7	2.93	6.38	0	0	0.7	0.714	24.3	17.0	17.35	4.10	13.9	0.62	10.76	26.87	97.95
8	2.93	4.06	0	0	0.8	0.6	15.46	12.4	9.28	4.88	16.6	0.62	5.75	27.66	64.16
somme								99.11			164		228.01	363.7	1325.83
<b>Kss</b>	2.72														
<b>Kas</b>	1.58														





**Tableau4 :Résultatsdecalculsdestabilité**

<b>Stabilité pour le casdefonctionnement normale (R=25.25m)</b>																		
N° Tr	bi	h1	h2	h3	Sinα	Cosα	Gn	T=Gn *Sinα	N=Gn *Cosα	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.52	1.16	0	0	-0.3	0.95	10.18	-3.05	9.71	1.68	0.94	0.62	6.019	0,0	0,0	0,0	24.85	37.93
-2	2.52	2.78	0	0	-0.2	0.98	6.20	-1.24	6.07	2.57	1.44	0.62	3.765	0,0	0,0	0,0	24.17	22.47
-1	2.52	1.79	0	0	-0.1	0.99	14.85	-1.49	14.78	2.53	1.42	0.62	9.162	0,0	0,0	0,0	23.79	53.00
0	2.52	5.13	0	0	0	1.00	9.56	0.00	9.56	2.52	1.41	0.62	5.929	0,0	0,0	0,0	23.16	33.22
1	2.52	6.03	0	0	0.1	0.99	27.41	2.74	27.27	2.53	1.42	0.62	16.907	0,0	0,0	0,0	22.57	92.78
2	2.52	6.6	0	0	0.2	0.98	32.21	6.44	31.56	2.57	1.44	0.62	19.570	0,0	0,0	0,0	22.13	106.94
3	2.52	6.91	0	0	0.3	0.95	35.26	10.58	33.64	2.64	1.48	0.62	20.854	0,0	0,0	0,0	22.34	118.16
4	2.52	6.93	0	0	0.4	0.92	36.92	14.77	33.83	2.75	1.54	0.62	20.977	0,0	0,0	0,0	22.46	124.37
5	2.52	6.61	0	0	0.5	0.87	37.02	18.51	32.06	2.91	1.63	0.62	19.879	0,0	0,0	0,0	22.44	124.62
6	2.52	5.91	0	0	0.6	0.80	35.31	21.19	28.25	3.15	1.76	0.62	17.515	0,0	0,0	0,0	22.75	120.51
7	2.52	4.71	0	0	0.7	0.71	31.57	22.10	22.55	3.53	1.98	0.62	13.980	0,0	0,0	0,0	23.32	110.44
8	2.52	2.81	0	0	0.8	0.60	22.87	18.29	13.72	3.82	2.14	0.62	8.506	0,0	0,0	0,0	24.08	82.59
somme								111.90			17.65		157.04					1027.03
<b>Kss</b>	1,56																	
<b>Kas</b>	1.15																	

Tableau5: Résultats de calculs de stabilité

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normale  
(R=31.16m)**

N°T r	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn* Sin $\alpha$	N=Gn* Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui* dli	Ui*ta ng $\theta$	dn	a*Gn *dn
-2	3.11	0.38	0,0	0,0	-0.2	0.98	19.78	-3.96	19.38	3.17	1.78	0.62	12.02	0,0	0,0	0,0	30.99	91.95
-1	3.11	2.036	0,0	0,0	-0.1	0.99	2.51	-0.25	2.49	3.13	1.75	0.62	1.55	0,0	0,0	0,0	30.45	11.44
0	3.11	3.37	0,0	0,0	0	1.00	13.42	0.00	13.42	3.11	1.74	0.62	8.32	0,0	0,0	0,0	29.87	60.15
1	3.11	4.4	0,0	0,0	0.1	0.99	22.22	2.22	22.11	3.13	1.75	0.62	13.71	0,0	0,0	0,0	29.39	97.95
2	3.11	5.12	0,0	0,0	0.2	0.98	29.01	5.80	28.42	3.17	1.78	0.62	17.62	0,0	0,0	0,0	29.01	126.24
3	3.11	5.49	0,0	0,0	0.3	0.95	33.76	10.13	32.20	3.26	1.83	0.62	19.97	0,0	0,0	0,0	28.63	144.97
4	3.11	5.51	0,0	0,0	0.4	0.92	36.20	14.48	33.17	3.39	1.90	0.62	20.57	0,0	0,0	0,0	28.88	156.80
5	3.11	5.12	0,0	0,0	0.5	0.87	36.33	18.16	31.46	3.59	2.01	0.62	19.51	0,0	0,0	0,0	29.15	158.85
6	3.11	4.25	0,0	0,0	0.6	0.80	33.76	20.25	27.01	3.89	2.18	0.62	16.74	0,0	0,0	0,0	29.33	148.51
7	3.11	2.75	0,0	0,0	0.7	0.71	28.02	19.61	20.01	4.35	2.44	0.62	12.41	0,0	0,0	0,0	29.97	125.97
8	3.11	0.4	0,0	0,0	0.8	0.60	18.13	14.51	10.88	5.18	2.90	0.62	6.74	0,0	0,0	0,0	30.4	82.68
somme								104.92			20.28		137.13			0,0		1205.51
Kss	1.50																	
Kas	1.12																	



Tableau7:Résultatsdecalsdestabilité

Stabilité pour le casde fin de construction (R=25.25m)																		
N° Tr	bi	h1	h2	h3	Sina	Cosa	Gn	T=Gn *Sina	N=Gn *Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tan gø	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.52	1.16	0	0	-0.3	0.95	10.18	-3.05	9.71	1.68	0.94	0.62	6.019	0,0	0,0	0,0	24.85	37.93
-2	2.52	2.78	0	0	-0.2	0.98	6.20	-1.24	6.07	2.57	1.44	0.62	3.765	0,0	0,0	0,0	24.17	22.47
-1	2.52	1.79	0	0	-0.1	0.99	14.85	-1.49	14.78	2.53	1.42	0.62	9.162	0,0	0,0	0,0	23.79	53.00
0	2.52	5.13	0	0	0	1.00	9.56	0.00	9.56	2.52	1.41	0.62	5.929	0,0	0,0	0,0	23.16	33.22
1	2.52	6.03	0	0	0.1	0.99	27.41	2.74	27.27	2.53	1.42	0.62	16.907	0,0	0,0	0,0	22.57	92.78
2	2.52	6.6	0	0	0.2	0.98	32.21	6.44	31.56	2.57	1.44	0.62	19.570	0,0	0,0	0,0	22.13	106.94
3	2.52	6.91	0	0	0.3	0.95	35.26	10.58	33.64	2.64	1.48	0.62	20.854	0,0	0,0	0,0	22.34	118.16
4	2.52	6.93	0	0	0.4	0.92	36.92	14.77	33.83	2.75	1.54	0.62	20.977	0,0	0,0	0,0	22.46	124.37
5	2.52	6.61	0	0	0.5	0.87	37.02	18.51	32.06	2.91	1.63	0.62	19.879	0,0	0,0	0,0	22.44	124.62
6	2.52	5.91	0	0	0.6	0.80	35.31	21.19	28.25	3.15	1.76	0.62	17.515	0,0	0,0	0,0	22.75	120.51
7	2.52	4.71	0	0	0.7	0.71	31.57	22.10	22.55	3.53	1.98	0.62	13.980	0,0	0,0	0,0	23.32	110.44
8	2.52	2.81	0	0	0.8	0.60	22.87	18.29	13.72	3.82	2.14	0.62	8.506	0,0	0,0	0,0	24.08	82.59
somme								111.90			17.65		157.04					1027.03
Kss	1,56																	
Kas	1.15																	

**Tableau8:Résultatsdecalculsdestabilité**

**Stabilitépour le casde fin de construction  
(R=31.16m)**

N°T r	bi	h1	h2	h3	Sinα	Cosα	Gn	T=Gn* Sinα	N=Gn*Co sα	dli	C*dli	tangø	N*tang ø	Ui	Ui* dli	Ui*ta ngø	dn	a*Gn *dn
-2	3.11	0.38	0,0	0,0	-0.2	0.98	19.78	-3.96	19.38	3.17	1.78	0.62	12.02	0,0	0,0	0,0	30.99	91.95
-1	3.11	2.036	0,0	0,0	-0.1	0.99	2.51	-0.25	2.49	3.13	1.75	0.62	1.55	0,0	0,0	0,0	30.45	11.44
0	3.11	3.37	0,0	0,0	0	1.00	13.42	0.00	13.42	3.11	1.74	0.62	8.32	0,0	0,0	0,0	29.87	60.15
1	3.11	4.4	0,0	0,0	0.1	0.99	22.22	2.22	22.11	3.13	1.75	0.62	13.71	0,0	0,0	0,0	29.39	97.95
2	3.11	5.12	0,0	0,0	0.2	0.98	29.01	5.80	28.42	3.17	1.78	0.62	17.62	0,0	0,0	0,0	29.01	126.24
3	3.11	5.49	0,0	0,0	0.3	0.95	33.76	10.13	32.20	3.26	1.83	0.62	19.97	0,0	0,0	0,0	28.63	144.97
4	3.11	5.51	0,0	0,0	0.4	0.92	36.20	14.48	33.17	3.39	1.90	0.62	20.57	0,0	0,0	0,0	28.88	156.80
5	3.11	5.12	0,0	0,0	0.5	0.87	36.33	18.16	31.46	3.59	2.01	0.62	19.51	0,0	0,0	0,0	29.15	158.85
6	3.11	4.25	0,0	0,0	0.6	0.80	33.76	20.25	27.01	3.89	2.18	0.62	16.74	0,0	0,0	0,0	29.33	148.51
7	3.11	2.75	0,0	0,0	0.7	0.71	28.02	19.61	20.01	4.35	2.44	0.62	12.41	0,0	0,0	0,0	29.97	125.97
8	3.11	0.4	0,0	0,0	0.8	0.60	18.13	14.51	10.88	5.18	2.90	0.62	6.74	0,0	0,0	0,0	30.4	82.68
somme								104.92			20.28		137.13			0		1205.51
Kss	1.50																	
Kas	1.12																	

**Tableau9:Résultatsdecalculsdestabilité**

**Stabilité pour le casde fin de construction  
(R= 29.59m)**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sinα	Cos α	Gn	T=Gn* Sinα	N=Gn *Cosα	dli	C*dli	tang ø	N*tang ø	Ui	Ui*dli	Ui*tan gø	dn	a*Gn *dn	
-2	2.96	0.76	0	0	-0.2	0.98	18.83	-3.77	18.45	3.02	1.69	0.62	11.44	0	0	0	29.32	82.79	
-1	2.96	2.33	0	0	-0.1	0.99	4.77	-0.48	4.75	2.97	1.67	0.62	2.94	0	0	0	28.76	20.57	
0	2.96	3.6	0	0	0	1.00	14.62	0.00	14.62	2.96	1.66	0.62	9.07	0	0	0	28.19	61.83	
1	2.96	4.57	0	0	0.1	0.99	22.59	2.26	22.48	2.97	1.67	0.62	13.94	0	0	0	27.75	94.03	
2	2.96	5.25	0	0	0.2	0.98	28.68	5.74	28.10	3.02	1.69	0.62	17.42	0	0	0	27.27	117.31	
3	2.96	5.61	0	0	0.3	0.95	32.94	9.88	31.43	3.10	1.74	0.62	19.48	0	0	0	26.83	132.59	
4	2.96	5.63	0	0	0.4	0.92	35.20	14.08	32.26	3.23	1.81	0.62	20.00	0	0	0	27.13	143.26	
5	2.96	5.26	0	0	0.5	0.87	35.33	17.66	30.60	3.42	1.91	0.62	18.97	0	0	0	27.02	143.19	
6	2.96	4.43	0	0	0.6	0.80	33.01	19.80	26.41	3.70	2.07	0.62	16.37	0	0	0	27.61	136.70	
7	2.96	3.02	0	0	0.7	0.71	27.80	19.46	19.85	4.14	2.32	0.62	12.31	0	0	0	28.35	118.22	
8	2.96	0.03	0	0	0.8	0.60	18.95	15.16	11.37	4.93	2.76	0.62	7.05	0	0	0	28.74	81.70	
somm									103.57			19.30		37,4					1132.19
Kss	1.51																		
Kas	1.12																		

