

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI ABDALLAH**

**DEPARTEMENT DES SPECIALITES  
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**OPTION : Conception Des ouvrages hydrotechniques**

**THEME:**

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE  
L'EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE  
BERKECHE (W. AIN TIMOUCHENT)**

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> NAIB DJAMILA**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup> M.MEDDI**

**Devant le jury composé de :**

**Président :Mr M.HASSANE**

**Examineurs: Mme A.ADDOU**

**Mr A.HADJ SADOK**

**Mr A.HEBBOUCHE**

**Octobre 2011**

## Dédicace

Chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pause pour regarder en arrière et se rappeler de toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à : **MES PARENTS** pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse

Un spécial dédicace pour :

Ma deuxième mère **KARIMA.**

Mon frère **MOHAMED.**

Ma très chère tante **RAMLIA.**

Mes sœurs **WAFAA, MARI** et **MERIEM. AICHA** et  
**HOUDA.**

Mes frères **AMEUR .SLAMI .NOR ELDINE**

Et **BACHIR. SALAM.** et leurs femmes

Et leurs enfants **SEIF, YOUSEF, SALSABIL** et  
**NADA**

A mes amis de l'ENSH et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation et tous qui sont dans mon cœur et tous ceux que j'ai oubliés dans mon mémoire et qui resteront à jamais gravés dans ma mémoire et tous les amis d'enfance jusqu'à ce jour.

## **REMERCIEMENTS**

*Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.*

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mer MEDI** pour l'aide qu'il m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail. Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Un grand remerciement à celui qui nous a permis de réaliser cette expérience avec **l'ANBT Mr M. HASSANE**.*

*Je remercie tous le personnel de l'ANBT/DET pour leurs conseils et orientations et spécialement **Mlle CHAHRA, Mr ABESSE et Mr FAYCAL**.*

*Un remerciement spécial à **Mr MIHOBI**.*

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2011, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : **H. FETTA, B.KAHINA, L.MOHAMED, KAMEL**, et les autres ...*

ملخص :

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر و عبر الحدود، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات ضرورة إنشاء سدود و حواجز مائية بالمنطقة. و على اثر ذلك، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية و الاختيار الأمثل لمواقعها و دراسة جميع ملحقاتها و متماتها.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل انجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد برقش بولاية عين تموشنت.

### Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD de l'évacuateur de crues du barrage de BERKECHE dans la wilaya de AIN TEMOUCHENT.

### Abstract :

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quantity of water that is lost (dismissal in sea and loss at the borders). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of the evacuator of raw of BERKECHE dam in the wilaya of the area of AIN TEMOUCHENT.

# Sommaire

<i>Introduction générale</i>		<b>1</b>
<i>La première partie : Synthèse de faisabilité</i>		
<b>Chapitre I : La situation géographique et la topographie</b>		
Introduction		2
<b>I. 1.</b>	La situation géographique et la topographie	3
1.1.	La situation géographique	3
1.2.	Les coordonnées	3
1.3.	Morphologie de la zone d'étude	3
I.2.	La topographie	3
I.4.	Climat	4
I.5.	Fond documentaire	4
Conclusion		5
<i>Chapitre II : Etude géologique et géotechnique</i>		
Introduction		6
II.1.	Caractéristiques géologiques et géotechniques	7
1.1.	Description	7
1.2.	Tectonique du site	7
1.3.	Sismicité	8
1.4.	Description stratigraphique et tectonique de la fondation	8
II.2.	Volume des travaux de reconnaissances géologiques et géotechniques	8
2.3.	Essai SPT	10
2.4.	Essais de laboratoire	10
2.4.1.	Etude statistique de la granulométrie	11
2.4.2.	Essais Chimiques	13
2.5.	Interprétation des résultats	15
II.3.	Propositions de reconnaissances pour l'étude APD	15
II.4.	Matériaux de construction :	16
4.1	Exigence et Disponibilité des Matériaux de Construction :	16
4.1.1.	Les éléments fins	16
4.1.2.	Les alluvions	16
4.1.3.	Les granulats	16
II.5.	Etude des eaux souterraine	17
II.6.	Fond documentaire	18
Conclusion		19
<i>Chapitre III : Etude Hydrologique</i>		
Introduction		20
III.1.	Analyse du volume régularisé	21
III.2.	Crue	21
III.3.	Sédimentation :	22
III.4.	Salinité :	22
Conclusion		23
<i>Deuxième partie : Etude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue</i>		
<i>Chapitre I : Etude hydrologique</i>		
Introduction:		24
I.	Le bassin versant :	24
I.1	Caractéristiques générales des bassins versant	26

# Sommaire

I.1.1.	Caractéristiques géométriques :	26
I.1.2.	Caractéristiques hydro morphologiques :	29
I.1.3.	Caractéristiques hydrographiques :	30
I.1.4.	Caractéristiques physiographiques :	35
I.1.5.	Caractéristiques climatiques du bassin versant :	39
II.	Etudes des apports :	65
II.1.	Estimation de l'apport moyen inter annuel (A0) :	65
II.2.	Caractéristiques de l'écoulement :	67
II.4.	Irrégularité des apports :	67
II.4.1.	Estimation fréquentielle des apports :	67
II.4.2.	Répartition mensuelle de l'apport 80 % :	69
II.4.4.	Les apports solides:	70
III.	Etude des crues:	71
III.1.	Les données de la station :	72
III.2.	Ajustement des débits maximal annuel :	73
III.2.1.	Ajustement par les différent méthodes :	74
III.3.	Hydrogramme de crue:	76
III.4.	Estimation de la crue de projet:	80
IV.	Régularisation de l'écoulement :	82
IV.1.	Courbes caractéristiques de la retenue :	83
IV.2.	Répartition des besoins :	85
IV.3.	Répartition des apports mensuelle 80% :	85
IV.4.	Calcul du volume mort :	85
IV.5.	Calcul du volume utile :	86
IV.5.1.	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:	87
IV.5.2.	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):	89
IV.5.3.	Estimation de l'erreur :	91
IV.5.4.	La Régularisation Interannuelle	92
IV.6	Laminage des crues :	93
1)	La méthode de Hildenblat :	94
2)	Méthode de KOTCHERINE :	101
3)	Méthode Step by step	105
<b>Chapitre II : Etude Des Variantes de l'évacuateur de crue</b>		
	Introduction:	108
II.1.	L'évacuateur de crues:	109
1.2.	Différents types d'évacuateurs de crue	109
1.3.	Choix de l'évacuateur de crue:	110
1.4.	Type d'évacuateur de crue	110
<b>Etude De la Première variante</b>		
II.2.	Evacuateur latéral	111
2.1.	Dimensionnement et calcul hydraulique :	111
2.1.1.	Calcul de tirant d'eau au point A	111
2.1.2.	Calcul du tirant d'eau au point B :	113
2.1.3.	Calcul du tirant d'eau au point C	113
2.1.4.	Choix du bassin de dissipation :	114
2.1.5.	Canal de restitution :	115

# Sommaire

2.1.6.	Calcul de la hauteur des murs bajoyers	117
2.1.7	Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :	118
	<b>Etude De la deuxième variante</b>	119
II.3.	Evacuateur frontal :	119
3.1.	Dimensionnement et calcul hydraulique :	
3.1.1.	Canal d'approche :	
3.1.2.	Le déversoir :	
3.1.3.	Chenal d'écoulement :	
3.1.4.	Calcul du convergent :	
3.1.5.	Le coursier	
3.1.6.	Choix du bassin de dissipation :	
3.1.7.	Canal de restitution :	
3.1.8.	Calcul de la hauteur des murs bajoyers :	
3.1.9.	Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier	
II.4.	Etude comparative de deux variantes :	
II.5.	Choix de la variante la plus favorable :	
	Conclusion :	
<b>Chapitre III : Etude de génie civile</b>		
	Introduction :	
III.1.	Généralités :	
III.2.	Principes du calcul génie civil :	
2.1.	Calcul de stabilité :	
2.1.1.	Stabilité au renversement :	
2.1.2.	Stabilité au poinçonnement :	
2.1.3.	Stabilité au glissement :	
2.2.	Calcul de stabilité (Application numérique)	
2.2.1.	Chenal d'écoulement :	
2.2.2.	Coursier :	
2.2.3.	Bassin de dissipation :	
2.3.	Pré-dimensionnement :	
2.3.	Ferraillage des éléments :	
2.3.1.1.	Ferraillage du rideau :	
2.3.1.2.	Ferraillage du radier :	
2.4.	Calcul de ferraillage :	
2.4.1.	Le chenal d'écoulement :	
2.4.2.	Le coursier :	
2.4.3.	Le bassin de dissipation :	
III.3	Compositions du béton et contrôle de qualité :	
III.4	Les engins à utiliser :	
III.5.	Revêtement du fond du coursier :	
	Conclusion :	
<b>Chapitre IV : Organisation de chantier</b>		
	Introduction :	
IV.1.	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :	

# Sommaire

IV.2.	Installation du chantier :	
IV.3.	Ordre d'exécution des travaux :	
IV.4.	Planification :	
4.1.	Définition :	
4.2.	Techniques de la planification :	
IV.5.	Les plannings :	
IV.6.	Matériel et personnel nécessaire :	
1.	Matériel nécessaire :	
2.	Personnel nécessaire :	
IV.7.	Délai de construction et programme des travaux :	
IV.8.	Symboles et durée des différentes opérations :	
8.1.	Succession des travaux :	
IV.9.	La gestion du chantier	
9.1.	La gestion des hommes	
9.2.	La gestion du matérielles	
IV.10.	L'excavation des déblais :	
IV.11.	Choix du godet	
IV.12.	Délai d'exécution :	
IV.13.	Calcul du devis estimatif	
13.2	Coût du béton :	
13.3	Coût de l'excavation :	
13.4	Ferraillage :	
	Conclusion	
<b><i>Chapitre V : Protection et sécurité de travail</i></b>		
	Introduction :	
V.1.	Les éléments entrants dans l'évaluation du cout des accidents de travail :	
V.2.	Comite de sécurité	
V.3.	Instructions structurelles sur la sécurité	
3.1.	Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	
3.2.	Instructions à donner au Chef d'équipe	
V.4.	Contrôle et entretien du matériel	
V.5.	Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	
V.6.	Principes fonctions du service de sécurité	
V.7.	Cause des accidents de travail	
7.1.	Conditions dangereuses dans le chantier	
7.2.	Actions dangereuses	
7.3.	Mesures préventives	
V.8.	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :	
<b><i>Conclusion générale</i></b>		

## Liste des tableaux

- Le tableau 2.1 : Résumé des indications des sondages
- Tableau 2.2 : Résumé des tests de perméabilité ou test de lugeons du site de barrage de Berkeche
- Tableau 2.4.1. Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage de Berkeche
- Tableau 2.4.2. 1: Essai chimique de la teneur en CaCO<sub>3</sub>
- Tableau 2.4.2.2: Classification des sols en fonction de la teneur en CaCO<sub>3</sub>
- Tableau.5. Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'évacuateur de crue
- Tableau 1: Résultats de l'analyse du volume régularisé du barrage de Berkeche
- Tableau I-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique
- Tableau I-2: détermination de la pente Roche Ip
- Tableau I-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)
- Tableau I.4 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant
- Tableau I-5: Résumé des Données Climatiques Moyennes Mensuelles Mesurées à la Station Climatique de BeniSaf
- Tableau I-6: Evapotranspiration, par le calcul de Penman (En Mm)
- Tableau I-7 : Les stations utilise pour le calculer le Pourcentage des Données des Précipitations et hydrométrie du Bassin Versant Berkeche
- Tableau I-8 Répartition mensuelle des pluies moyennes.
- Tableau I-9 : Ajustement à la loi de GUMBEL
- Tableau I-10 Ajustement a la loi log normale.
- Tableau I-12 : les résultats de la loi normale
- Tableau I-13 : les résultats de la loi Pearson
- Tableau I.14: Intensité pour les différentes fréquences.
- Le tableau I-20 représente le débit maximal des 28 ans.
- Tableau 1-22 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour
- Tableau I.23 : Catégories des dommages résultant des crues.
- Tableau I.24 : Crues de projet recommandé.
- Tableau I-25: Caractéristiques topographiques de la retenue
- Tableau .I.26: Répartition mensuelle des besoins.
- Tableau. I. 27: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :
- Tableau I.28: valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques
- Tableau I.29 : Les volumes des pertes dans la retenue

Tableau I-30 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :  
Le tableau I-31. Coefficient de débit pour n années de régularisation.  
Tableau I.32 : Volumes et débits déversant  
Tableau I-33: calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT  
Tableau. I.34 : Données initiales  
Tableau .I.35: Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine :  
Tableau I.36: Calcul du débit déversant pour différents largeurs b et la charge  $H_d$ .  
par la méthode STEP BY STEP  
Tableau I.37: Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP  
Le Tableau II.1.4. Les types d'évacuateurs de crue  
Tableau II .2.1.5.1.Les itérations  
Tableau II. 2.1.5.2 : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.  
*Tableau 3.1.2. : Les coordonnées du profil de déversoir.*  
*Tableau 3.1.2. : Les coordonnées du profil de déversoir.*  
Tableau 3.13.les itérations  
Tableau 3.1.5.1 : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.  
Tableau 3.1.5.2. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier  
Tableau 3.1.7.1. Les itérations  
Tableau 3.1.7.2 : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.  
Tableau .II.4 : Etude comparative de deux variantes :  
Tableau .III. 2.4.1: Ferrailage du chenal d'écoulement.  
Tableau .2.4.2 : Ferrailage du coursier  
Tableau.2.4.3. Le bassin de dissipation :  
Tableau IV .8 : Symboles et durée des différentes opérations :  
Tableau 8.1. La succession des travaux :  
Tableau 11.1.: Capacité du godet en fonction de V terrassement  
Tableau11.2. : capacité du camion  
Tableau .13.4.Le poids de ferrailage  
Tableau final : Le devis estimatif  
Tableau .V. 8: Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

## Liste des figures

- La Figure 1-1 indique l'emplacement du site.
- Figure 4 : Evapotranspiration Moyenne Annuelle
- Figure 2.4.1 fuseau granulométrique pour les matériaux pour le remblai et le noyau de la digue
- Figure I. 1 : Situation Géographique du bassin versant et Zone d'étude
- Figure I .2 Réseau hydrographique du bassin d'oued Berkèche
- Fig. I.3 : Plan altimétrique du bassin versant.
- Figure I-4 : Rectangle équivalent
- Figure I-5 : *Courbe hypsométrique*
- Figure I-6 : les stations pluviométriques disponibles dans la zone d'étude
- Figure I-7: Evapotranspiration Moyenne Annuelle
- Figure I-8: Carte Pluviométrique des PMA
- Figure I-9: La répartition mensuelle de la précipitation
- Figure I-10 : représentation des pluies maximum journalières de 51 ans
- Fig. 1-11 Ajustement à la loi de GUMBEL
- Fig. 1-12 Ajustement à la loi log normale
- Fig. I-13 ajustement de la loi de GAUSSE (Normale)
- Fig. I-13 ajustement de la loi de Pearson type III
- Figure I-14 La courbe des pluies de courte durée
- Figure I-15 La courbe des intensités
- Figure I-16 : les limites du bassin de Berkeche et MELAH
- Figure I-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen  $A_{80}\%$
- Figure I-20 de comparaison de HYFRAN
- Figure I-21 : la représentation des Hydrogrammes des crues pour différentes périodes
- Figure I.22: Hydrogramme de crue (1 000 ans)
- Figure I-25 : la courbe capacité - hauteur et la courbe surface - hauteur
- Figure- 1-26-1 : 1<sup>ère</sup> consigne d'exploitation
- Figure- 1-26-2 : 2<sup>ème</sup> consigne d'exploitation
- Figure. I.27: Courbe des débits déversant
- Figure. I.28. Hydrogramme des débits entrants et sortants.
- Figure I-29 : La variation de la charge et la largeur en fonction du débit
- Figure I-30: la variation de la charge et la largeur de déversoir

Figure. II.3: Schéma simplifié de l'évacuateur de crue frontal

*Figure N°3.1.2.1* : Les paramètres du profil d'un déversoir

Figure 3.1.2.2 : Profil Creager du déversoir

Figure. III.2.1.1: Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

Figure 2.1.2: schéma du diagramme des contraintes créé.

Figure N 2.1.3: la bêche

Figure 2.3.1.1. : Diagramme des contraintes.

Figure.2.3.1.2. : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier.

## La liste des planches

- 1) Coupe longitudinal sur l'axe de l'évacuateur de crue
- 2) Plan de l'aménagement de l'évacuateur latéral
- 3) plan de l'aménagement de l'évacuateur frontal
- 4) profil en long de l'évacuateur de crue latéral
- 5) Les coupes de l'évacuateur de crue latéral



## Introduction générale

L'eau est un élément nécessaire pour la vie, ainsi elle est considérée comme une richesse permanente.

✓ Les besoins en eau sont élevés, en vue de la croissance démographique, ainsi leur utilisation dans plusieurs domaines, soit de productivité ou de service ; pour cette raison les spécialistes sont obligés de réaliser des ouvrages pour les stocker et exploiter d'une manière rationnelle.

✓ Dans ce contexte, il existe deux types de sources d'eau ; celle souterraine, sous forme de nappe, qui exige beaucoup d'énergie (puits, forages), et les eaux de surfaces qui coulent dans les oueds et les rivières, et risquent d'être disposées d'une façon où d'une autre.

✓ En Algérie les eaux de surfaces sont sous exploitées, du au manque de la bonne gestion des eaux.

✓ Le développement des secteurs de l'agriculture et de l'industrie est lié au développement de secteur de l'hydraulique.

✓ Les projets d'irrigation (cas d'une prise d'eau) servent à augmenter le rendement agricole du périmètre ; ceci se fait par la réalisation d'une dérivation sur l'oued, pour alimenter le périmètre.

En plus détaillé, on a fait une étude géologique pour connaître notre site, suivi d'une étude hydrologique ; a fin de déterminer les caractéristiques physico-géographiques et morphologiques, ainsi le débit de la crue maximal et laminée pour dimensionnée les deux variantes de l'évacuateurs de crue et puis faire le ferrailage de leur coursier. Après on calcul le temps de réalisation ; le chemin critique et le devis estimatif dans le chapitre de l'organisation de chantier et on conclure avec la protection et sécurité contre les accidents qui peut existe dans le chantier.

# Première partie

**Chapitre I :**  
**La situation géographique**  
**et la topographie**

### **Introduction**

La topographie constitué le support essentiel du travail d'un hydraulicien qui doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, avant commencer l'étude du projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Les données topographiques nécessaires consternant le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amant l'aval du barrage, son site de lala retenue et la zone d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

**I 1. La situation géographique et la topographie.**

**1.1. La situation géographique.**

Le site du Barrage de Berkeche est situé immédiatement en aval de la confluence de l'Oued Berkèche et Delliz (Wilaya d'Aïn Timouchent) à environ 10 km au Sud de Hammam Bou Hadjar dans une région à pluviométrie d'environ 450 mm par an. L'eau provenant du barrage de Berkeche serait surtout utilisée pour l'irrigation dans la région nord du barrage.

**1.2. Les coordonnées :**

Les coordonnées UTM du site sont les suivantes:

X= 687 100 m

Y= 3 905 280 m

Z= 260 m

**1.3. Morphologie de la zone d'étude :**

La zone d'étude est située à la confluence de 2 oueds, elle présente une topographie simple en surface. La cuvette est assez large, environ 400 m et la pente la plus forte est observée sur la rive gauche (22°). La rive droite présente un pendage allant de 10 à 20°.



**La Figure 1-1. L'emplacement du site.**

**I .2. La topographie.**

Les bassins versants Berkeche et Delliz sont entourés de montagnes, et l'élévation des bassins varie de 820 m NGA dans les montagnes à environ 260 m NGA au site du barrage.

**I .3. Végétation.**

Le bassin versant est caractérisé par l'absence d'une couverture végétale permanente et épaisse. La végétation des sols dans les vallées des oueds varie selon la profondeur des nappes phréatiques. Le long des cours d'eau on retrouve des broussailles de tamarix et des joncs. La végétation naturelle se conserve sur les massifs caillouteux ; les versants sont occupés par les broussailles, les oliviers sauvages et le palmier nain (doum).

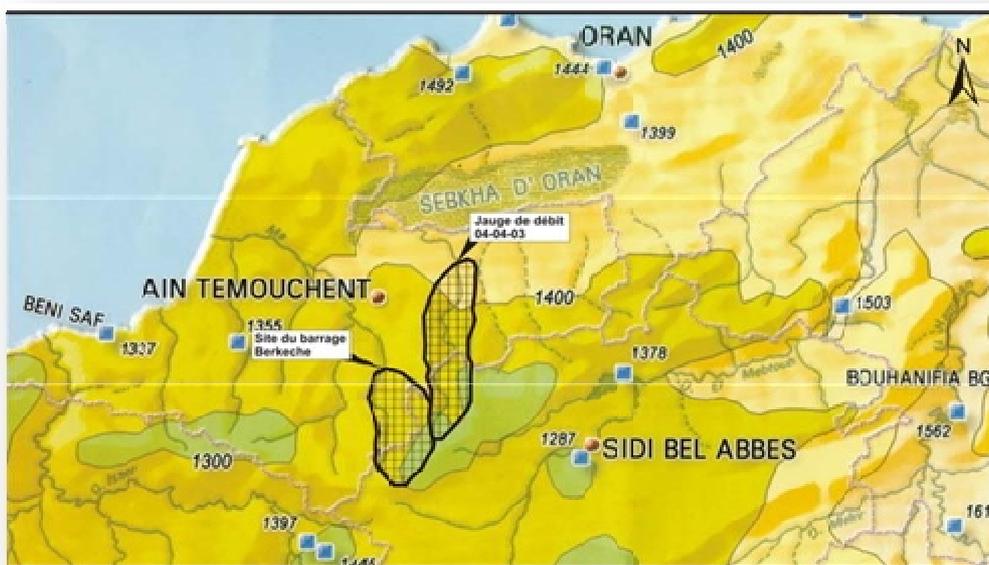
Les cultures sont dominées par les céréales et rarement les maraîchages (irrigués).

L'action de l'homme avec les surpâturages, le défrichement et les labours dans le sens des plus grandes pentes, a eu un effet négatif sur le couvert végétal.

**I. 4. Climat.**

Le bassin versant de Berkeche et celui de l'Oued Besbes, qui lui est adjacent, sont sujets à des précipitations en hiver : environ 80% des précipitations moyennes annuelles ont lieu entre novembre et avril.

Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L'évapotranspiration moyenne annuelle est de l'ordre de 1 350 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,7 °C en janvier et 24,7 °C en août.



**Figure4** : Evapotranspiration Moyenne Annuelle

**I .5. Fond documentaire.**

- Levé topographique indiquant les reconnaissances géologiques  
Echelles : 1/2000
- Plan de situation du barrage de Berkeche. Echelle 1/50.000
- Plan de situation du barrage de Berkeche. Echelle 1/500.000
- Plan de la cuvette à l'échelle 1/5000
- Plan de situation et cuvette : échelle 1/5000

### **Conclusion**

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographique précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage.

IL est judicieux de profiter des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est important.

**Chapitre II**  
**Etude**  
**géologique et géotechnique**

## **Introduction**

L'étude géologique est un stade très important dans la conception de s barrages, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs compagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différent endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue et de son évacuateur de crue ) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie ) des formations géologiques constitue le relief.

La recherche, la collecte puis l'exploitation de la documentation qui existe sur la zone étudiée telle que carte géologique, topographique et divers documents.

**II .1. Caractéristiques géologiques et géotechniques.**

**1.1.Description :**

**Cuvette (site) :**

Les formations rencontrées au niveau du site sont constituées essentiellement par des terrasses d'oueds (alluvions) reposant sur une alternance de calcaires gréseux, de marnes, et de petits bancs de quartzites. Les couches sont inclinées vers le nord avec un pendage de 26°.

**Axe du barrage :**

Ce sont essentiellement des gros galets et blocs reposant en discordance sur l'Oligo-Miocène, et recouvert par les argiles rouges briques.

**Lit de l'oued :**

Il est constitué par les basses terrasses d'oueds. Ce sont des alluvions récentes de couleur grises.

**Rive gauche :**

À environ 150 m au sud de la confluence, on note la présence de 2 ensembles gréseux d'environ 15 m d'épaisseur séparés par un niveau marneux de 20 m d'épaisseur. Ces grés de couleur jaune brun à grains grossiers, se présentent sous forme d'une succession de bancs décimétriques, fracturés et à stratification mal définie. Vers le sud, les grés deviennent plus fins avec un ciment calcaire.

**Rive droite :**

On peut observer la présence d'une succession de petits bancs de grés à ciment calcaire de 2 mètres d'épaisseur, sur lesquels repose une alternance des couches centimétriques, de marnes dégradées, de calcaire, de grés quartzeux et de brèches. L'ensemble est recouvert par une croûte calcaire blanche d'âge Oligo-Miocène.

**1.2. Tectonique du site :**

La structure géologique du site se présente sous forme d'un anticlinal qui a été érodé au cours des temps pour prendre la configuration actuelle. Celui ci est affecté par un système de faille de faible orienté ENE à WSW.

**1.3. Sismicité :**

Le site de Berkeche est situé dans la zone de classe e (magnitude) correspondant à une intensité de VI. Le dernier séisme ayant affecté la région a eu lieu le 22/12/1999. Il avait une magnitude de 5.8 sur l'échelle Richter.

**1.4. Description stratigraphique et tectonique de la fondation :**

On observe d'une part

- ✓ Un niveau argileux de couleur gris-bleu à beige avec des concrétions de calcaire blanc altéré
- ✓ un niveau d'alluvions formant la terrasse moyenne, essentiellement constitué de sables grossiers et de graviers avec quelque bloc ou galets.
- ✓ Au fond des oueds, la terrasse inférieure est formée d'alluvions récentes de couleur grise.

Et d'autre part par des :

- ✓ Marnes de couleur gris-bleu ou blanchâtres contenant soit par des lentilles de grés à grain grossiers soit de petits bancs gréseux à ciment calcaire. L'ensemble est recouvert par une croûte calcaire.
- ✓ Marnes vertes et calcaires marneux clairs s'étendent sur 3 km au nord et sur 2 km au sud. Cette formation n'a pas été interceptée dans les sondages mais elle est présente sur le site.

On observe des fractures de direction NE-SW

**II .2. Volume des travaux de reconnaissances géologiques et géotechniques .**

**Travaux in situ.**

- 11 sondages carottés dont la profondeur varie entre 10 m et 55 m, 5 sondages sur l'axe de la digue, 3 sondages le long de l'évacuateur de crue, 1 sondage en amont de la digue et 2 sondages suivant la trace de la vidange de fond.
- 03 anciens sondages réalisés par SETHYAL.

- **2.1.** Résumé des indications des sondages est dans le tableau 2.1 suivant :
- **Le tableau 2.1 :** Résumé des indications des sondages

N <sub>du sondage</sub>	position	coordonnées UTM		Elévation z	inclinaison	profondeur
		x	Y			
S <sub>14</sub>	Rive droite Delliz (Axe)	687186.15	3905284.11	267.11	-90	35
S <sub>15</sub>	Confluence	687100.88	3905264.09	258.17	-90	30
S <sub>16</sub>	Rive gauche	686966.29	3905259.80	262.00	-90	35
S <sub>18</sub>	Evacuateur de crue	686848.42	3905333.46	289.58	-90	10
S <sub>19</sub>	Evacuateur de crue	686921.59	3905387.17	266.08	-90	15
S <sub>20</sub>	Evacuateur de crue	686949.81	3905414.75	263.44	-90	25

Le schéma des sondages et l'équipement de S<sub>14</sub> et S<sub>16</sub> est dans l'annexe **N I.1.**

- Essai d'eau Lugeon : 12 sondages dont S<sub>13</sub>, S<sub>14</sub>, S<sub>15</sub>, S<sub>16</sub>, S<sub>17</sub>, S<sub>7</sub>, S<sub>9</sub>, S<sub>12</sub> dans l'axe de la digue ; S<sub>20</sub> dans l'évacuateur de crue ; S<sub>21</sub>, S<sub>22</sub>, S<sub>23</sub> dans la galerie de dérivation et alternative (52 échantillons)

Résumé des tests de perméabilité ou test de lugeons du site de barrage de Berkeche est dans le **tableau 2.2:**

**Tableau 2.2 : Résumé des tests de perméabilité ou test de lugeons du site de barrage de Berkeche**

N <sub>0</sub> de sondage	location	Lieu de test	Pourcentage de carotte %	RQD	géologie		Etendu de valeur de lugeons	Observation
					Type de roche	Altération		
EVACUATEUR DE CRUE								
S <sub>20</sub>	Evacuateur de crue	14-19	100	0	Marne	Moyennement dégradée	Zéro	imperméable
		20-25	100	0-10	Marne	Moyennement dégradée	Zéro	imperméable

**2.3. Essai SPT (30 échantillons)**

- 03 piézomètres
- 17 puits de reconnaissance (57 échantillons)
- Travaux géophysiques : 07 profils sismiques, 31 sondages électriques (AB= 100 m)

**2.4. Essais de laboratoire**

Essai physique : granulométrie (29 échantillons)

Essai mécanique : résistance à la compression simple 13 échantillons

Méthode de Dhawan nous a permis d'obtenir un angle de: frottement de 27 à 31° pour le noyau argileux et de 33 à 38° pour le remblai.

Proctor normal 14 échantillons

Limite d'atterberg 18 échantillons

Essai chimique teneur en CaCO<sub>3</sub> 19 échantillons

Teneur en SO<sub>4</sub> 19 échantillons

Densité sèche : 14 échantillons.

**2.4.1 .Etude statistique de la granulométrie:**

Pour déterminer la taille des grains du sol, un essai d'identification important appelé granulométrie a été effectuée sur les échantillons prélevés afin de pouvoir obtenir la représentation des grains suivant leur dimension. Il a consisté au passage du sol grenu dans une série de tamis et le procédé basé sur la loi de STOKES pour les sols fins. L'étude statistique de la granulométrie est contenue dans le tableau 2.4.1

**Tableau 2.4.1.** Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage de Berkeche.

No de puits	Profondeur (m)	% Graviers	% Sables	% Limon	% Argiles	Total des % Granulométriques par puits				Total des % Granulométriques par zone d'emprunt			
						% G	% S	% L	% A	% G	% S	% L	% A
p 1	0.80-2.00	4	36	56	4								
	2.20-2.50	38*	37*	25*		4	36	58	4				
	2.70 - 3.20	82*	13*	5*									
P2	0.90-1.20	2	29	58	11								
	1.05-1.20	51	15	25	9	42	18	31	q				
	1.25-1.40	51	15	25	9								
1.50-2.70	73	13	9	5									
P3	2.20-2.40	3	61	28	8								
	2.50-2.70	70	22	7	1	26	41	28	5				
	2.70-4.30	5	40	48	7								
P4	0.70-2.70	0	40	53	7					29	27	38	6
	2.50-2.60	1	19	12	8	2	29	62	7				
	0.90-1.20	7	20	64	9								
	3.40 - 3.60	1	35	58	6								
P5	0.90-1.20	7	28	65*									
	0.70-2.00	1	29	70*		2	31	66	-				
	3.40 - 3.60	0	37	63*									
P6	0.50-0.70	69	14	12	5								
	0.70-1.70	6*	24*	70*		69	14	12	c;				
	1.40-1.70	15*	34*	51*									
	1.90-2.10	58*	20*	22*									
P21	1,50	2	24	bb	19	2	24	55	19				
P23	2.30-2.40	3	35	4b	17	3	35	45	17				
P26	1.00-2.50	4	52	34	10	4	52	34	10				
P27	1.50-2.50	4	38	52	6	4	38	52	6				
P28	1.00-2.50	0	20	67	13	0	20	67	13	6	33	47	14
P29	1,60	3	49	29	19	3	49	29	19				
P31	1.00-2.00	2	23	63	12	2	23	63	12				
P33	2,80	28	26	32	14	28	26	32	14				
Bs													

G = Gravier, S= Sable, L= Limon A=Argile

Note :

- \* Matériaux n'ayant pas été considéré dans l'étude statistique à cause de l'analyse

Hydrométrie non réalisé

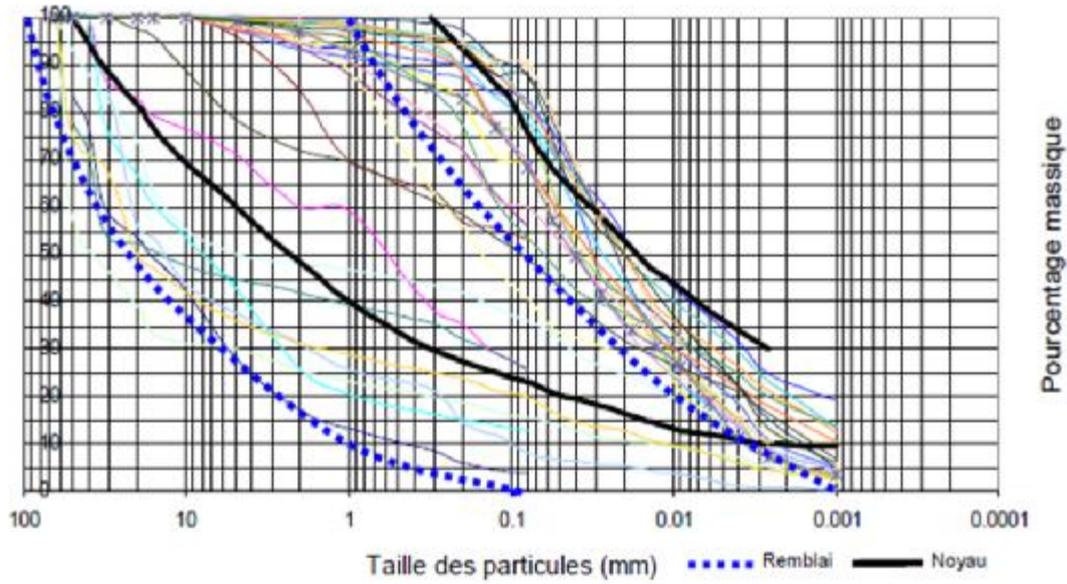
- \* Argile : taille des particules inférieures à 0.002 microns
- \* Limon : taille des particules comprises entre 0,06 mm et 0.002 mm
- \* Sable : taille des particules comprises entre 0.06 mm et 2 mm
- \* gravier taille des particules comprises entre 2 mm et 20 mm

Les particules inférieures à 0.002 mm dans le tableau 2-10 représentent le pourcentage des argiles dans l'échantillon de sol. Il vari de 1% à 19%. Le matériau convenable pour le noyau argileux doit avoir un pourcentage d'argile supérieur à 10%. Une valeur égale à 8% pourra être acceptée, mais en dessous de cette valeur, le matériau doit être utilisé comme remblai en général. La granulométrie indique que le matériel est principalement constitué des particules de la taille des limons avec un pourcentage entre 38% et 47%. D'une façon générale, le pourcentage des particules de la taille d'argile (< 0,002mm) est compris entre 6 et 14% respectivement pour les puits P1 à P6 et P21 à P33 bis (voir tableau 2.4.1). Certains résultats de test indiquent un pourcentage d'argile inférieur à 6%, mais le matériel pourra être utilisé pour le noyau argileux.

La figure 2.4.1. Comporte les courbes maximale et minimale de ce fuseau granulométrique pour

Les matériaux pour le remblai et le noyau de la digue

Figure 2-10 : fuseau granulométrique pour les matériaux pour le remblai et le noyau de la digue



2.4.2. Essais Chimiques :

La teneur en CaCO<sub>3</sub> d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Des tests chimiques ont été réalisés en laboratoire pour pouvoir déterminer la teneur du sol en CaCO<sub>3</sub>

Tableau 2.4.2. 1: Essai chimique de la teneur en CaCO<sub>3</sub>

Sondage ou Puits	Profondeur (m)	Sulfates SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>	Carbonates CaCO <sub>3</sub>
P1	0.80-2.10	N-D	34,40
	2.20 - 2.50	N-D	44,72
P2	1.05 - 1.20	N-D	26,66
	1.50-2.30	N-D	29,24
P3	2.20 - 2.40	N-D	35,26
	2.70-4.30	N-D	30,10
P4	0.70 - 2.70	Traces	29,24
	2,60	N-D	18,06
P5	0.70 - 2.00	N-D	24,08
	0.90-1.20	N-D	26,66
	3.40 - 3.60	N-D	17,20
P6	0.70-1.70	N-D	41,28
	1.40 - 1.70	0,10	33,54
P21	1,50	0,12	33,54
P27	1.50-2.25	0,15	24,94
P28	1.00-2.50	N-D	25,80
P29	1,50	N-D	38,70
P31	1.00-2.00	Traces	7,74
P33 bis	2,80	N-D	58,48

Classifier des sols dans le tableau. Selon cette classification, (François Schlosser, 1984, page 17) le sol aura des propriétés mécaniques intermédiaire entre celui de la marne et celui de l'argile marneuse.

Les caractéristiques des matériaux, particulièrement la granulométrie et les limites d'Atterberg, indiquent que les matériaux conviennent à l'utilisation en remblais. Il n'y aura aucun risque significatif pour le  $\text{CaCO}_3$  à subir aux lessivages de la digue, parce que le remblai serait bien compacte, et aurait une perméabilité peu importante et en plus, l'eau dans le bassin versant serait certainement saturée dû à la géologie de la région.

En plus, pendant l'exploitation des zones d'emprunts, il y aura un degré considérable de combinaison entre matériaux qui apporterait une bonne influence sur les couches isolées où il peut exister des concentrations de matériaux avec un taux de  $\text{CaCO}_3$  plus élevé.

**Tableau 2.4.2.2:** Classification des sols en fonction de la teneur en  $\text{CaCO}_3$

N° du Puits	Profondeur (m)	Description du sol	Classification
P1	0.80-2.10	Argile avec nodule calcaire	Marne
	2.20-2.50	Galets et gravier dans matrice argileuse	Marne
P2	1.05-1.20	Argile légèrement sableuse	Argile marneuse
	1.50-2.30	Argile avec graviers et galets	Argile marneuse
P3	2.20-2.40	Argile sableuse	Marne
	2.70-4.30	Argile sableuse	Marne
P4	0.70-2.70	Argile	Argile marneuse
	2,60	Argile	Argile marneuse
P5	0.70-2.00	Argile	Argile marneuse
	0.90-1.20	Argile	Argile marneuse
	3.40-3.60	Alluvion dans matrice argileuse	Argile marneuse
P6	0.70- 1.70	Argile sableuse	Marne
	1.40- 1.70	Argile sableuse	Marne
P21	1,50	Sable graveleux avec galet et blocs	Marne
P27	1.50-2.50	Argile limoneuse	Argile marneuse
P28	1.00-2.50		Argile marneuse
P29	1,50	Argile légèrement sableuse	Marne
P31	1.00-2.00	Argile	Argile
P33 bis	2,80	Argile légèrement graveleuse avec nodule calcaire	Marne

**2.5. Interprétation des résultats :**

**Essais d'eau Lugeon :**

Cet essai confirme que la roche sous la fondation le long de l'axe de la digue est imperméable, à l'exception du sondage S13 qui présente une perméabilité de 139 Lugeon, due à la présence d'alternance de niveaux gréseux et marne fissurée.

**Fondation :**

Les résultats des essais de résistance à la compression montre que les échantillons de roches sont très durs constitués de marnes calcaires. (13 échantillons)

SPT montre un angle de frottement qui varie entre 34 et 44°

**II .3. Propositions de reconnaissances pour l'étude APD :**

- Il est recommandé que certains essais chimiques soient réalisés dans la phase APD pour évaluer l'agressivité des sols et de l'eau sur le béton notamment le pH, la teneur en CaCO<sub>3</sub>, SO<sub>4</sub>, Cl, NH<sub>4</sub>, les matières solides totales dissoutes et la matière organique.
- Exécuter des essais pour déterminer les caractéristiques des roches. Ces essais devraient inclure la granulométrie, la pétrographie, l'essai micro deval (sec et saturé), deval et l'essai d'abrasion de Los Angeles, ainsi que l'essai de compression simple et la détermination de la densité et de la porosité de la roche.
- Exécuter des essais supplémentaires (cisaillement triaxial et compressibilité, œnométriques) sur des matériaux fournis par les puits d'essai.
- Faire des sondages de reconnaissance au niveau de la carrière de Hassi Ghela. Les échantillons doivent être analysés pour déterminer leur convenance à une utilisation comme granulats de béton, filtres et rip rap ainsi que la qualité disponible.
- Etablir des puits supplémentaires dans les terrasses alluviales le long de l'oued Berkeche. Les échantillons prélevés doivent être analysés pour confirmer la quantité de matériaux pour le remblai tout-venant.

**II .4. Matériaux de construction :**

**4.1. Exigence et Disponibilité des Matériaux de Construction :**

La prospection des matériaux de constructions n'a pu se faire dans les conditions souhaitées à cause des cultures de blés qui recouvrent les espaces désignés à cet effet.

C'est ainsi que sur les 37 puits programmés nous n'avons pu réaliser qu'une dizaine dans la partie située immédiatement en amont de la digue. La prospection menée plus en amont le long de l'oued Berkeche a permis la réalisation de 6 autres puits dans une zone non recouverts par les cultures. Les sols peuvent être classifiés de deux façons, l'un en fonction de la granulométrie et de ses propriétés plastiques, l'autre en fonction de la teneur en CaCO<sub>3</sub>. Ces différents types de classification sont discutés dans ce chapitre.

**§ 4.1.1. Les éléments fins**

L'analyse granulométrique montre que les matériaux dans la terrasse alluviale inférieure sont constitués en grande partie de limons (38-47%), de sables (27-33%) et de 6-29% de graviers. Le pourcentage complémentaire étant la fraction argileuse. La densité in situ est comprise entre 1700 kg/m<sup>3</sup> et 1880 kg/m<sup>3</sup>

Les résultats des essais de la teneur en CaCO<sub>3</sub> ont permis de classer les matériaux en tant que marne ou argile marneuse globalement. Elle varie entre 7 et 58%

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) avec un indice de plasticité moyen à faible. Les résultats des essais indiquent une limite de liquidité entre 25 et 43 avec un indice de plasticité entre 8 et 23.

L'essai de Proctor normal indique une teneur en eau optimale comprise entre 13 et 18%

Les caractéristiques des matériaux, la granulométrie et la limite d'atterberg indiquent que les matériaux conviennent en remblais

**4.1.2. Les alluvions**

En dessous des niveaux argileux, on note dans les puits l'existence de niveaux graveleux sableux, avec une épaisseur apparente de 1 à 2m, mais il est difficile d'évaluer leur épaisseur réelle et leur extension à ce niveau de l'étude, cependant

Les quantités des remblais disponibles au niveau de la confluence des deux oueds (Berkeche et Delliz), et en amont le long de l'oued Berkeche, sont suffisantes pour les besoins du barrage.

Les alluvions rencontrées au niveau du barrage sont superficiels, et ne couvrent que le lit de l'oued et leurs épaisseurs sont très faibles.

**§ 4.1.3. Les granulats**

A la limite sud de la 2<sup>ème</sup> zone en RG de l'oued Berkeche, on observe une barre rocheuse constituée de 2 bancs de grès calcaire, cette dernière dont l'épaisseur est de 60 m, de longueur 150 m et de hauteur 40 m fournira un volume d'environ 360 000 m<sup>3</sup> de granulats.

Carrière de Hassi Ghela sera considérée pour l'approvisionnement en matériau de construction (agrégat de béton) constitué de calcaires jurassique.

Carrière de banc de grès calcaire pour le filtrat.

**II .5. Etude des eaux souterraine**

Le bassin versant du barrage de Berkeche, d'une superficie de 108 km<sup>2</sup>, comprend les bassins versants des rivières Berkeche et Delliz. Les bassins versants de ces mêmes rivières, au niveau du site de barrage de Berkeche couvrent respectivement des surfaces de 34,5 km<sup>2</sup> et 73,5km<sup>2</sup>.

Les bassins versants Berkeche et Delliz sont entourés de montagnes, et l'élévation des bassins varie de 700m NGA dans les montagnes à environ 260m NGA sur le site du barrage.

Le bassin versant de Berkeche et celui de l'Oued Besbes, qui lui est adjacent, sont sujets à des précipitations en hiver. La moyenne annuelle des précipitations entre le mois de novembre et le mois d'avril est d'environ 80%.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches.

**Tableau.5.**Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'évacuateur de crue

location	N <sub>0</sub> de sondage	Cote de sondage	Profondeur verticale de la nappe phréatique	Cote de la nappe phréatique	date
Evacuateur de crue	S <sub>17</sub>	304.42	10.7	293.72	10-03-03
	S <sub>18</sub>	289.58	Sec	Sec	03-02-03
	S <sub>19</sub>	266.08	6.00	260.08	22-12-02
	S <sub>20</sub>	263.44	sec	sec	03-01-03

Au niveau d'eau maximal envisagée pour le barrage, les vallonnements les plus proche a chaque cote est plus de 700m distant. Pendant les reconnaissances aucune prescence des veines importante a été observe dans la cuvette qui peut ce servir comme conduite de suintement. Prenant compte que la profondeur d'eau sera relativement faible c'est considère que l'eau souterraines ne pourrait établir des ruisseaux phréatiques le long la cuvette du barrage proposée.

A cause de la nature géologique des formations qui constituent le bassin versant, et du

fait encaissements des oueds, les vallées des oueds Berkeche et Delliz sont très étroites.

La nappe souterraine est peu importante et se trouve concentrée dans les alluvions qui constituent les rives des oueds.

Les marnes qui constituent le substratum sont imperméables. Quant aux bancs de grés, ils ne contribuent que peu ou pas du tout à l'alimentation de la nappe a cause de leur position stratigraphique.

La relation entre la nappe et l'oued est difficile a évaluer eu l'absence de données reportes sur de longe périodes. Mais le peu de mesures obtenues sur les piézomètres donne a penser que l'alimentation de la nappe se fait a partir des oueds, essentiellement lors des crue. Le gradient hydraulique que l'on peu calculer a partir des données en notre possessions est peu représentatif car les sont peu éloignes. En prennent en compte les niveaux des piézomètres S23 = 6,87m et S15 = 4,50m, distant de 160m on obtient un gradient hydraulique de l'ordre de  $1,5 \times 10^{-2}$ .

De toute façon au niveau de la digue a la confluence des oueds Delliz et Berkeche les alluvions vont être de cape, et la nappe subsistera que vers l'amont au niveau des puits P1 a P6 et la peu d'eau qu'elle contenir va déversez dans le barrage.

## **II .6. Fond documentaire**

Cartes et coupes géologiques :

- Carte géologique du site du barrage Berkeche Echelles : 1/1000
- Carte géologique du site du barrage de Berkeche et des cuvettes échelle 1/5000
- Coupe longitudinale le long de l'évacuateur de crue, échelle 1/1000
- Coupe longitudinale le long de l'axe de la digue, échelle 1/1000

## **Conclusion**

Les caractéristiques des données géologiques du site de barrage ont été analysées. La cartographie lithologique et structurale du site de barrage et de sa cuvette est contenue dans les plans.

Les types de roche rencontrés sur le site sont principalement l'argile, marne calcareuse, grès et alternance de bande de grès et de marnes.

La pente des couches de terrain sur le site où le barrage doit être construit est orientée dans la direction de la zone aval ce qui provoque les fuit d'eau en dessous de la fondation

Les roches en place et souterraine ne présente aucun problème du point de vue stabilité de l'ouvrage du barrage et des travaux relatives.

Apparemment, il n'y a pas de problème de percolation d'eau dans le bassin réservoir; il en a de même pour le phénomène de glissement.

En général, la masse rocheuse est relativement imperméable. Il y a cependant certaine condition géologique à l'exemple des bandes plus perméable de grès, mais cette perméabilité peut être réduite par le coulage de ciment liquide.

La probabilité des risques sismique du site de barrage en terme de tremblement de terre est très modérée. L'intensité maximale de tremblement de terre pouvant apparaître est de  $7,56 \pm 1,68$  (Hamdache 1998). Ceci peut apparaître n'importe où dans la zone Oran, et pas nécessairement en dessous du site.

L'interprétation géologique des couches de terrain est incorrecte. La délimitation des zones ayant une vitesse sismique différente sur le site est nécessaire. Le rapport de CRAAG compare la vitesse sismique au différente lithologique et genre de roches comme décrit lors des sondages, et non pas en rapport avec le degré d'altération.

Dans le bassin, une quantité suffisante l'argile a été observée pour qu'un barrage en remblai terre avec noyau d'argile.

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

### **Introduction**

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la terre ainsi qu'au –dessus et au dessous, de leur formation, de leur circulation et de leur distribution dans le temps et dans l'espace pour cela le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte e l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'oued Berkèche pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé le débit de crue, le débit solide, le laminage de crue... etc.

**III.1. Analyse du volume régularisé**

L'investigation hydrologique a permis d'identifier deux périodes hydrologiques distinctes, l'une de 1918-1959 et l'autre de 1969-1998. L'apport moyen annuel de la première période est de 2,01 Hm<sup>3</sup> et celui de la deuxième période est de 2,81 Hm<sup>3</sup>. Dans le cadre de cette étude de faisabilité, il a été accepté que la seconde valeur ait plus de chance d'être représentative pour un scénario futur quelconque. L'eau provenant du barrage en projet serait utilisée pour l'irrigation. C'est pourquoi les valeurs de volume régularisé avec un niveau d'assurance de 80% ont été adoptées, c'est-à-dire que le barrage ne pourra pas fournir la demande entière pendant 20% du temps. Les valeurs de volumes régularisés pour divers volumes des barrages sont indiquées dans le Tableau 1.

**Tableau 1:** Résultats de l'analyse du volume régularisé du barrage de Berkeche

<b>Capacité de la retenue (Hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Capacité (x AMA)</b>	<b>Volume régularisé (Hm<sup>3</sup>/a)</b>
<b>1.41</b>	<b>0.50</b>	<b>0.69</b>
<b>2.11</b>	<b>0.75</b>	<b>0.89</b>
<b>2.80</b>	<b>1.00</b>	<b>1.04</b>
<b>4.22</b>	<b>1.50</b>	<b>1.35</b>
<b>5.62</b>	<b>2.00</b>	<b>1.43</b>
<b>7.03</b>	<b>2.50</b>	<b>1.53</b>
<b>8.44</b>	<b>3.00</b>	<b>1.63</b>
<b>11.24</b>	<b>4.00</b>	<b>1.84</b>

**III .2. Crue**

Conformément aux directives de CIGB regardant la sélection de la crue de projet (CIGB, 1992), la tendance de nombreux pays est de faire une distinction entre la sécurité des barrages et la capacité de débit des ouvrages. De manière pratique, cette approche mène à établir deux crues de projet et leur capacités de débit de l'évacuateur de crue correspondants

La « crue de contrôle de sécurité » qui équivaut souvent à la Crue Maximale Probable (CMP). C'est une pratique acceptable de considérer que la structure de la crête, le chenal et le dissipateur d'énergie soient à la limite de rupture, mais présentant encore un fonctionnement dans de conditions marginales sous cette condition de crue.

La « crue de projet » qui représente strictement le débit entrant qui devra être évacuée sous des conditions normales avec une marge de sécurité assurée par la revanche. Elle

est souvent estimée comme un pourcentage de la CMP soit comme une crue dont la probabilité de dépassement est donnée.

Dans le cas du site de Berkeche, il n'a pas été possible de déterminer la Précipitation Maximale Probable de manière fiable car les données sur les précipitations n'étaient pas suffisantes. On a donc sélectionné une Crue Régionale Maximale (CRM) de 690 m<sup>3</sup>/s comme crue de contrôle de sécurité. La crue de période de retour 200 ans de 260 m<sup>3</sup>/s a été choisi comme crue de projet conformément aux normes sud-africaines s'appliquant à des barrages similaires à celui de Berkeche.

Il est proposé que les ouvrages de dérivation provisoires soient conçus pour une crue période de retour bi-décennale (1 :20). Pour le site de Berkeche, cette crue est égale à 185 m<sup>3</sup>/s.

### **III .3. Sédimentation :**

Le débit solide du bassin versant de l'Oued Berkeche est de 200 t/km<sup>2</sup>.ans. Le volume estimé de l'apport solide dans la cuvette du barrage de Berkeche, accumulé pendant 50 ans est de 0,8 Hm<sup>3</sup>.

### **III .4. Salinité :**

La salinité de la rivière est une source d'inquiétude sérieuse car la qualité de l'eau dans la retenue pourrait devenir inacceptable. Cet aspect devra être confirmé avant de prendre une décision sur la construction du barrage et un échantillonnage d'eau complet ainsi que des essais sur ces échantillons, afin la détermination les relations existant entre les teneurs de matières minérales et le débit, devront commencer aussitôt que possible.

## **Conclusion**

En fin d'après l'étude de faisabilité les caractéristiques hydrologiques du bassin versant sont :

Superficie du bassin versant en amont du barrage Berkeche : 108 km<sup>2</sup>

Longueur du talweg principal : 23.2 km

Précipitation moyenne annuelle sur le bassin versant du barrage Berkeche est de 450 mm

Apport moyen annuel : 2.81 Hm<sup>3</sup>/an pour la période de 1969 à 1999.

Apport moyen annuel régularisé : 1.35 Hm<sup>3</sup>/an

Apport solide moyen annuel: 0.8 Hm<sup>3</sup>/an.

Qualité de l'eau : elle est sévère et présente un goût salé et des teneurs en MTD de l'ordre de 6163 mg/l.

**Deuxième partie**  
**Etude de l'avant-projet détaillé**  
**de l'évacuateur de crue**

# **Chapitre I**

## **Etude hydrologique**

**Introduction**

L'hydrologie est une science pluridisciplinaire .En dehors de l'hydraulique, elle fait l'appel aux sciences physiques (météorologie, physique du globe ...), aux sciences naturelles (géologie, géomorphologie ...), aux mathématiques (calcul opérationnel, statistique informatique ...) et à la technologie (appareil de mesure, télédétection...)

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles .Des études hydrologiques plus ou moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projet hydroélectrique ,de distribution d'eau ,de protection contre les crues ,d'assainissement , de drainage ,d'irrigation ,de de barrage et de navigation fluviale .

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes (crue –étiage)

**I. Le bassin versant :**

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ces affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculairement aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

**I. 1.Description du bassin versant :****Situation géographique :**

Le site du Barrage de Berkeche et son bassin versant sont situés à peu près 18km à l'est d'Ain Te mouchent. Le site du barrage est situé immédiatement en aval de la confluence de l'Oued Berkeche.

La Figure **I. 1** montre l'emplacement et la carte de la zone d'étude.



Figure I. 1 : Situation Géographique du bassin versant et Zone d'étude (Source ANBT)

Les coordonnées du site du barrage sont les suivantes :

$$X = 687\,077 \text{ m}$$

$$Y = 3905\,263 \text{ m}$$

$$Z = 260 \text{ m NGA}$$

### **Drainage et utilisation des terres**

#### **Drainage :**

Le bassin versant du barrage de Berkeche, d'une superficie de 108 km<sup>2</sup>, comprend les bassins versants de l'Oued Berkeche et Delliz. Les bassins versants de l'Oued Berkeche et Delliz au site du barrage de Berkeche ont une superficie de 34,5 et 73,5 km<sup>2</sup> respectivement. Et comme les deux bassins versants sont très proches on peut les considérer comme un seul bassin versant.

#### **Utilisation des terres**

Le bassin versant du barrage de Berkeche n'est pratiquement pas aménagé ou développé, à part quelques petites poches d'activités agricoles présentes le long des zones les plus plates entre les montagnes, en particulier le long de l'oued, dans les vallées. Des captages non officiels, parfois à partir de puits creusés dans le lit de l'oued, ont lieu de temps en temps. Aucune information sur les développements de l'agriculture et sur l'utilisation de l'eau n'était cependant disponible. L'agriculture dans cette région concerne principalement les céréales et le raisin.

### **I. 1- Caractéristiques générales des bassins versant :**

#### **I.1.1- Caractéristiques géométriques :**

Toutes les surfaces et les longueurs sont calculées à l'aide de l'AUTOCAD

- **Surface du bassin versant :**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a elle est de :

$$S = 106 \text{ Km}^2$$

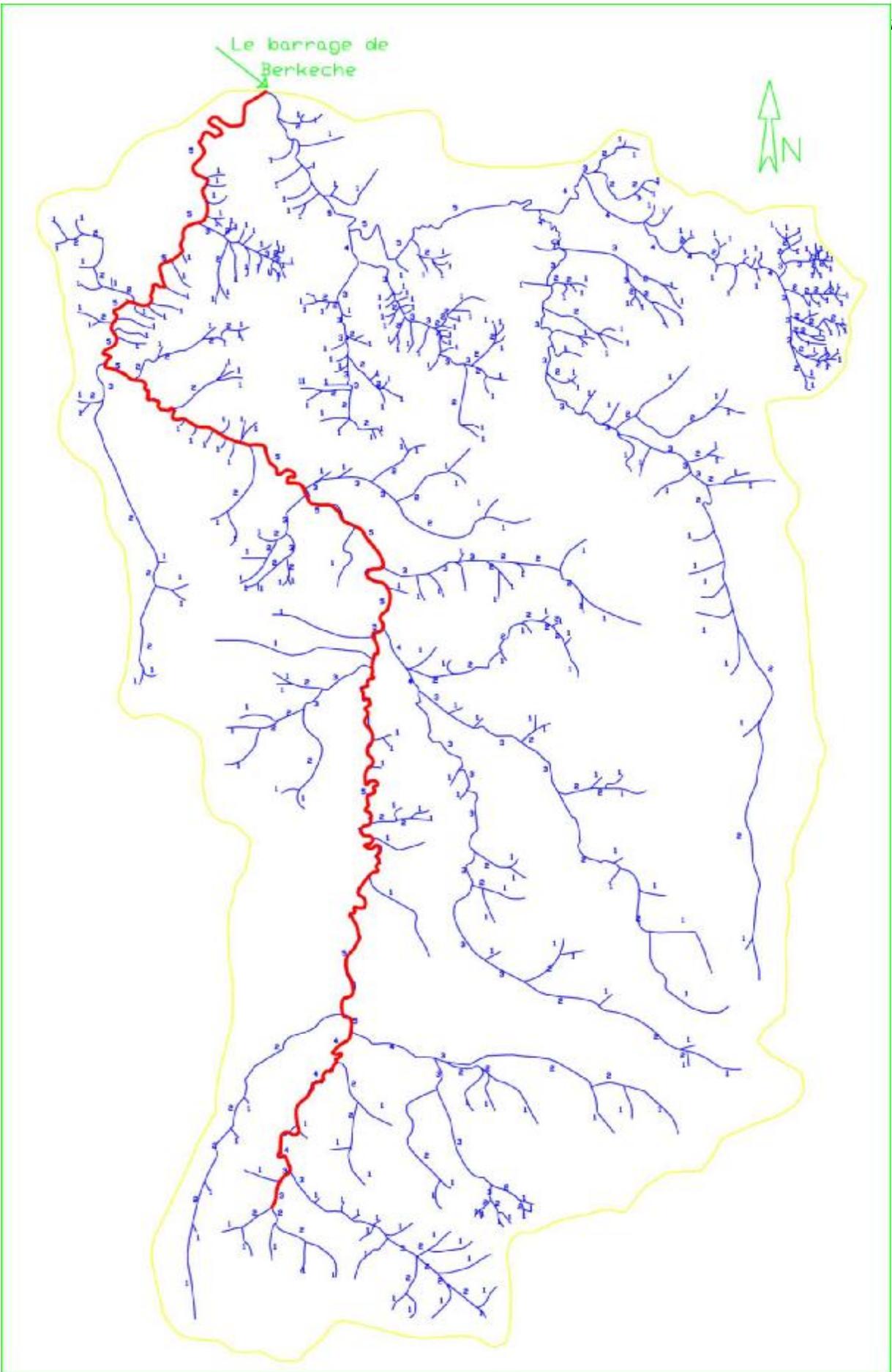
- **Périmètre du bassin versant:**

$$P = 47 \text{ Km}$$

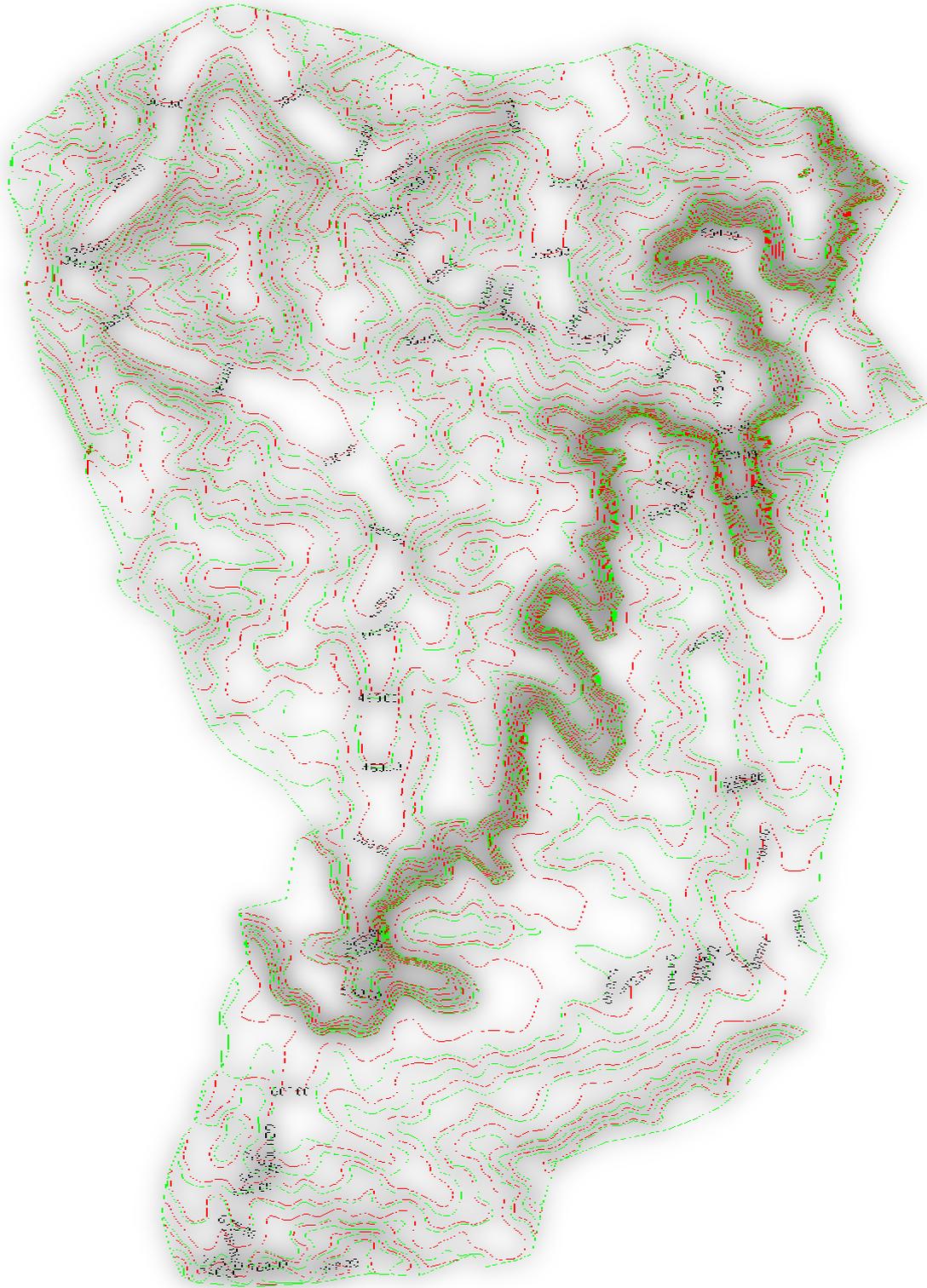
- **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long il est de :  $Lp = 31,5 \text{ Km}$

Il est représenté sur la carte ci-dessous \_figure I-2



**Figure I-2 : Réseau hydrographique du bassin d'oued Berkeche (Echelle de 1/55000 et la source ANBT)**



**Fig. I.3 : Plan altimétrique du bassin versant (source Google Earth)**

**Caractéristiques hydro morphologiques :**

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

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

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

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c=1.27$$

Si  $K_c = 1,128 \Rightarrow$  bassin ramassé

Si  $K_c > 1,128 \Rightarrow$  bassin allongé

Selon la valeur de  $K_c$  on pourra dire que notre bassin est **allongé**.

• **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :  $K_a = L^2 / S \dots\dots\dots (1-2)$

L : la longueur du talweg principal  $L = 27\text{Km}$

S : la superficie du bassin versant.  $S = 168,5 \text{ Km}^2$

$$K_a=4,32$$

• **Rectangle équivalent:**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur  $L$  et de largeur  $l$  en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les basins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (1-3)$$

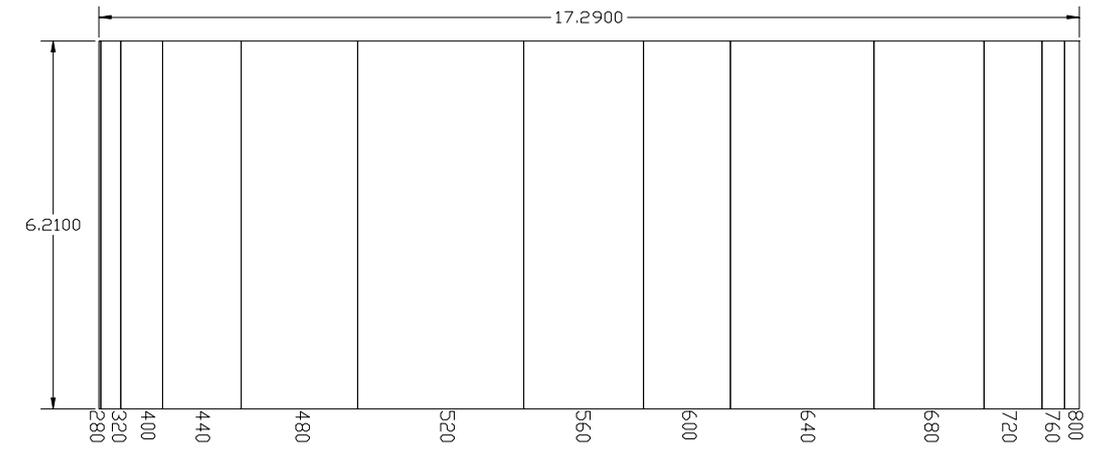
$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (1-4)$$

La largeur est donnée par la formule:  $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (1-4)$

$$L = 17,29 \text{ Km}$$

$$l = 6,21 \text{ Km}$$

Le rectangle équivalent est représenté sur la figure I-4



**Figure I-4 : Rectangle équivalent.**

**I.1.3- Caractéristiques hydrographiques :**

• **Hypsométrie du bassin versant**

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe 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.

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

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

**Tableau I-1:** Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (m)	S <sub>i</sub> (km <sup>2</sup> )	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (%)	S <sub>i</sub> cum (%)
260÷300	0,16	40	0,16	100,00
300÷340	1,86	40	1,76	99,84
340÷380	3,88	40	3,67	98,09
380÷420	7,26	40	6,86	94,42
420÷460	10,73	40	10,15	87,55
460÷500	15,37	40	14,53	77,41
500÷540	15,17	40	14,34	62,87
540÷580	11,08	40	10,48	48,53
580÷620	7,99	40	7,56	38,06
620÷660	13,28	40	12,56	30,50
660÷700	10,17	40	9,62	17,94
700÷740	5,35	40	5,06	8,32
740÷780	2,08	40	1,97	3,27
780÷820	1,37	40	1,30	1,30

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure I-5.

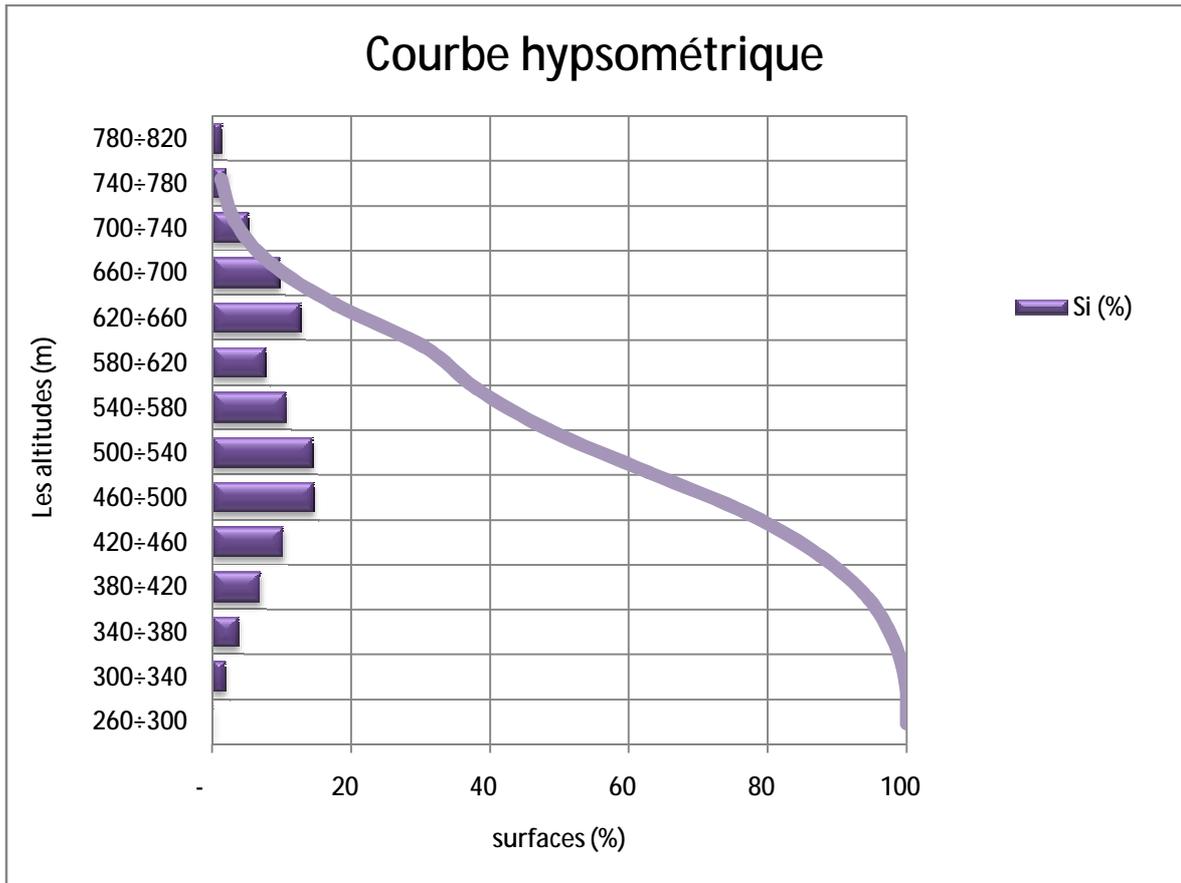


Figure I-5 : Courbe hypsométrique.

• **Altitude médiane:**

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

$$H_{med} = 560m$$

• **Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots (1-5)$$

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

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

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

$$H_{moy} = 537 \text{ m}$$

• **Indice de pente globale:**

L'indice de Roche étant cependant trop long à évaluer pour des études rapides, on a proposé un indice encore plus simple, Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (1-6)$$

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

$H_{5\%} = 720\text{m}$

$H_{95\%} = 380\text{m}$

$D = 340\text{m}.$

$L$ : la longueur du rectangle équivalent.

$$\boxed{I_g = 2\%}$$

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

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (1-7)$$

$$\boxed{I_{pm} = 0,32 \%}$$

L'estimation de  $I_p$  est plus simple que celle de  $I$  puisque l'on travaille sur le rectangle équivalent. Par ailleurs, la valeur de  $I$  est peu affectée par le choix de  $D$  (une dizaine de classes suffit pour bien estimer  $I_p$ ).

• **Indice de pente ROCHE  $I_p$  :**

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

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

$L$  : longueur de rectangle équivalent (m)

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

$D_i$  : la dénivelle 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

Tableau I-2: détermination de la pente Roche Ip.

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
260÷300	40	0,16	0,16	2,57
300÷340	40	1,86	1,76	8,63
340÷380	40	3,88	3,67	12,45
380÷420	40	7,26	6,86	17,04
420÷460	40	10,73	10,15	20,72
460÷500	40	15,37	14,53	24,79
500÷540	40	15,17	14,34	24,63
540÷580	40	11,08	10,48	21,05
580÷620	40	7,99	7,56	17,88
620÷660	40	13,28	12,56	23,05
660÷700	40	10,17	9,62	20,17
700÷740	40	5,35	5,06	14,62
740÷780	40	2,08	1,97	9,12
780÷820	40	0,16	1,30	7,41

 $I_p=1,66$

• **Dénivelée spécifique :**

L'indice  $I_g$  décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique  $D_s$  ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale  $I_g$  en la corrigeant de l'effet de surface

admis étant inversement proportionnel à  $\sqrt{A}$  :  $D_s = I_g \sqrt{S}$  ..... (1-9)

D'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

**Tableau I-3:** Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

R1	Relief très faible	$D_s < 10$ m
R2	Relief faible	$10 \text{ m} < D_s < 25$ m
R3	Relief assez faible	$25 \text{ m} < D_s < 50$ m
R4	Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100$ m
R5	Relief assez fort	$100 \text{ m} < D_s < 250$ m
R6	Relief fort	$250 \text{ m} < D_s < 500$ m
R7	Relief très fort	$500 \text{ m} < D_s$

$D_s = 21$

Dans notre cas le relief est faible

**I.1.4- Caractéristiques physiographiques :**

• **Densité de drainage  $D_d$  :**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs «  $L_i$  » 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  $\text{Km}/\text{Km}^2$ .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (1.10)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 155 Km.

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

Soit :  $D_d = 1,46 \text{ km}/\text{km}^2$

• **Densité du thalweg élémentaire:**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (1.11)$$

N<sub>1</sub> : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N<sub>1</sub>=315.

S : Superficie du bassin versant.

Soit :  $F_1 = 3 \text{ thalweg/km}^2$

• **Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d.F_1 \dots\dots\dots (1.12)$$

AN:  $C_t = 4,38 \text{ Km}^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

• **Temps de concentration du bassin versant t<sub>c</sub> :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (1.13)$$

Avec :

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

L<sub>cp</sub>: longueur de cours d'eau principal (Km) ;

L<sub>cp</sub> = 31,5Km.

T<sub>c</sub> : temps de concentrations exprimé en heure

H<sub>moy</sub> : altitude moyenne (m) ;

H<sub>min</sub> : altitude minimale (m) ;

Soit :  $t_c = 4,75 \text{ heures}$

• **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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (1.14)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (h)

Soit : **V<sub>r</sub> = 6,62 Km/h**

**Tableau I.4 :** Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

<b>Désignation</b>		<b>Symbole</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeur</b>
<b>Superficie</b>		<b>S</b>	km <sup>2</sup>	106
<b>Périmètre</b>		<b>P</b>	km	46
<b>Longueur du thalweg principal</b>		<b>L</b>	km	31,5
<b>Indice de compacité</b>		<b>K<sub>C</sub></b>		1,27
<b>Coefficient d'allongement</b>		<b>K<sub>a</sub></b>		4, 32
<b>Rectangle équivalent</b>	<b>longueur</b>	<b>L<sub>r</sub></b>	km	17,29
	<b>largeur</b>	<b>l<sub>r</sub></b>	Km	6,21
<b>Altitudes</b>	<b>maximale</b>	<b>H<sub>max</sub></b>	m	800
	<b>moyenne</b>	<b>H<sub>moy</sub></b>	m	537
	<b>médiane</b>	<b>H<sub>med</sub></b>	m	560
	<b>minimale</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	m	260
<b>Indice de pente de Roche</b>		<b>I<sub>p</sub></b>	m/Km	1,66
<b>Indice de pente globale</b>		<b>I<sub>g</sub></b>	m/Km	2
<b>Indice de pente moyenne</b>		<b>I<sub>pm</sub></b>	m/Km	0,32
<b>Densité de drainage</b>		<b>D<sub>d</sub></b>	Km/Km <sup>2</sup>	4, 585
<b>Coefficient de torrentialité</b>		<b>C<sub>t</sub></b>	Km <sup>-3</sup>	4,38
<b>Temps de concentration</b>		<b>T<sub>c</sub></b>	h	4,75
<b>Vitesse de ruissellement</b>		<b>V<sub>r</sub></b>	Km/h	6,62

I.1.5- Caractéristiques climatiques du bassin versant :

I.1.5.1- Acquisition des données :

Les données de pluviosité pour la région à être étudiée furent obtenues par l'Agence Nationale des Ressources en Eau » (ANRH) ainsi que qu'à travers l'Office National de Météorologie (ONM). Les données consistent d'observations journalières, présentées sous la forme de tableau mensuel avec les valeurs accumulées. Les valeurs de la pluviosité annuelle furent déterminées par l'addition des valeurs journalières et mensuelles. La station de pluviosité ayant le plus grand nombre d'années d'observations, les stations pluviométriques utilisées dans les calculs hydrologiques sont représentées dans la figure 1-6

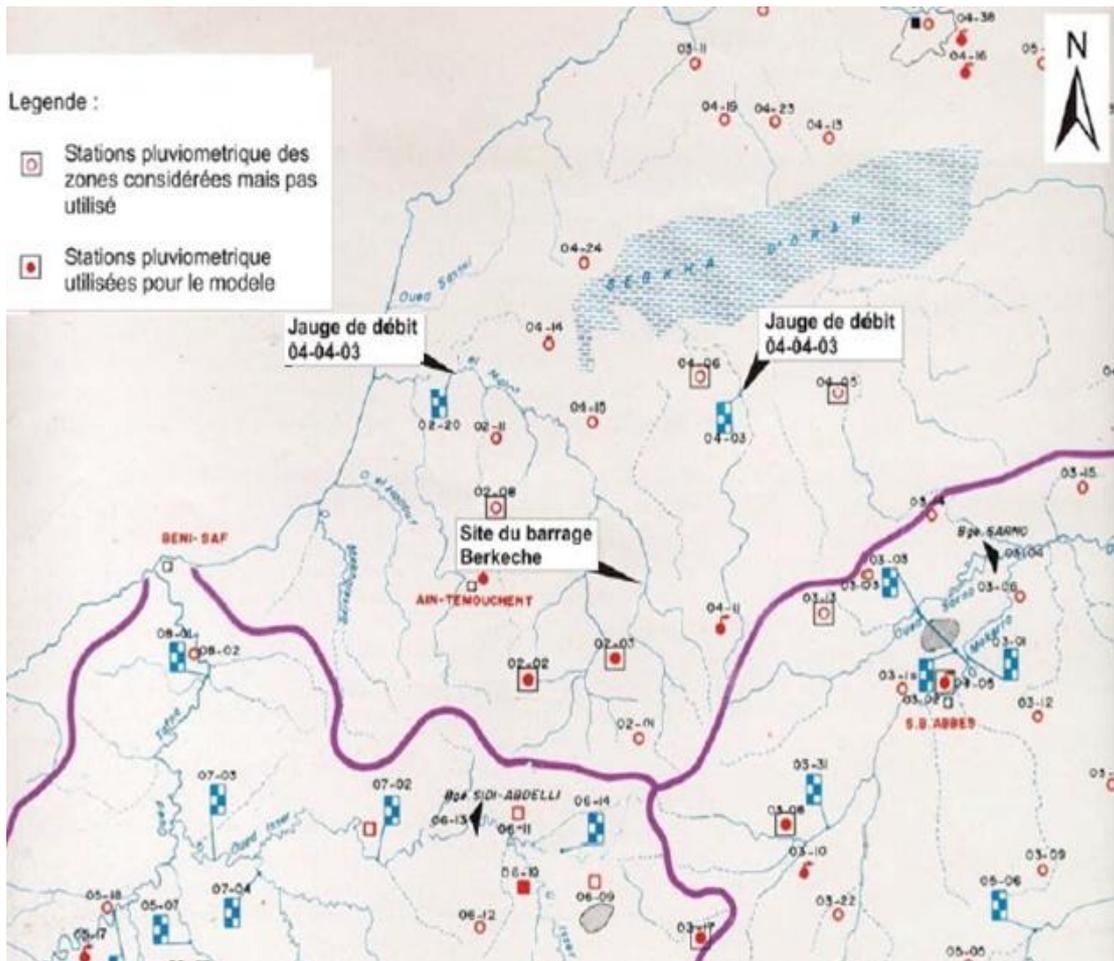


Figure I-6 : les stations pluviométriques disponibles dans la zone d'étude

**I.1.5.2- Climat :**

Le bassin versant de Berkeche et celui de l’Oued Besbes, qui lui est adjacent, sont sujets à des précipitations en hiver : environ 80% des précipitations moyennes annuelles ont lieu entre novembre et avril.

Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L’évapotranspiration moyenne annuelle est de l’ordre de 1 350 mm.

Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,7 °C en janvier et 24,7 °C en août.

Le Tableau I-5 résume les températures moyennes mensuelles, les heures d’ensoleillement, l’humidité, la vitesse du vent et l’évapotranspiration mesurées à la station climatique de BeniSaf, qui est située à environ 50 km à l’ouest du site du barrage de Berkeche et de son bassin versant. Bien que la station à BeniSaf soit une station côtière,

**Tableau I-5:** Résumé des Données Climatiques Moyennes Mensuelles Mesurées à la Station Climatique de BeniSaf

Mois Elément	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aout	SEP	Oct	Nov	Dec
Température °C	12,70	13,40	14,50	16,10	18,40	21,60	24,20	24,70	22,90	19,80	16,60	14,20
Heures de soleil (h)	6,50	7,60	7,20	9,00	9,40	9,50	10,50	9,70	8,00	7,10	7,10	5,50
Humidité (%)	71,80	77,00	78,80	73,60	75,00	77,30	78,60	76,00	77,40	78,40	75,80	72,80
Vitesse du vent (m/s)	2,32	2,26	2,46	3,10	1,97	2,22	1,52	1,47	1,70	1,90	2,00	2,07
Evapo-transpiration (mm)	52	63	98	122	149	166	187	175	130	92	56	46

**Source ANBT**

**A. Evaporation :**

L’évaporation mensuelle doit être utilisée dans la modélisation d’un bassin versant : simulation d’évaporation des surfaces des réservoirs et calcul de la demande relative à l’irrigation L’évapotranspiration (ETP), qui se base sur la formule de Penman et qui utilise les données de la station de BeniSaf, était disponible. Le Tableau I-6 donne la liste de l’évapotranspiration moyenne mensuelle et annuelle de la station de BeniSaf, et la Figure I-7 illustre les isolignes de l’Évapotranspiration Moyenne Annelée pour les bassins versants du barrage de Berkeche et de la station hydrométrique 04-04-03. La carte de l’évapotranspiration

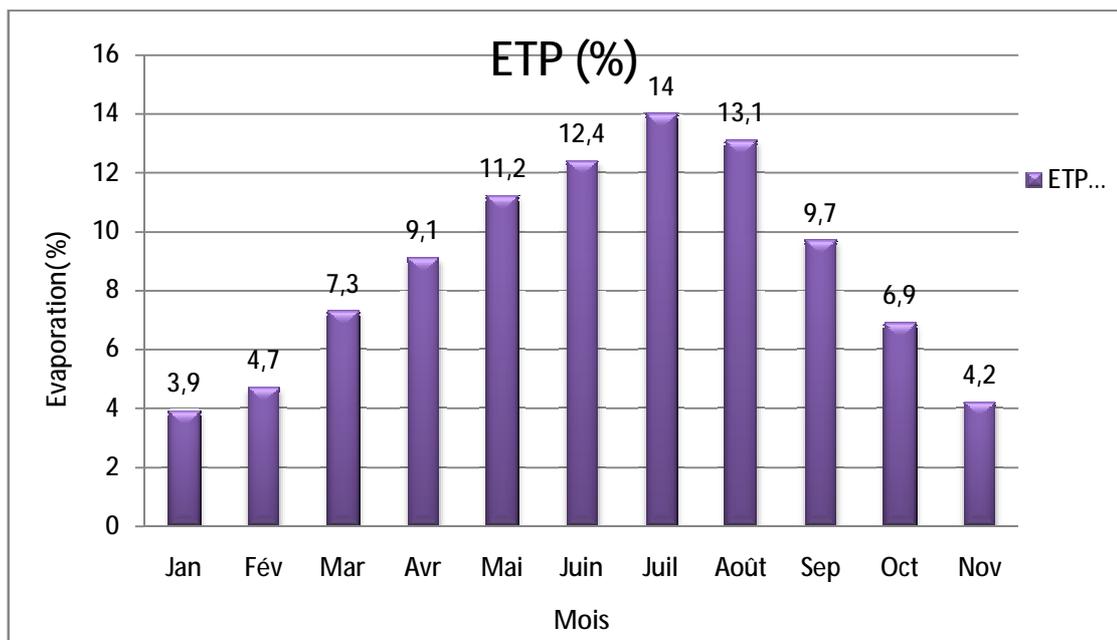
a été obtenue par l'Agence National de Ressources Hydraulique (ANRH, 2000). Les isolignes de cette carte furent utilisés afin de déterminer l'Evapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) pour le bassin versant du site du barrage de Berkeche et de la station hydrométrique (0 4-04-03).

L'EMA du barrage de Berkeche a été calculée pour être identique à l'EMA mesurée à la station de BeniSaf, alors que l'EMA pour le bassin versant 04-04-03 était légèrement plus élevé (1347 mm).

**Tableau I-6:** Evapotranspiration, par le calcul de Penman (En Mm)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
ETP (mm)	52	63	98	122	149	166	187	175	130	92	56	46	1336
ETP (%)	3,9	4,7	7,3	9,1	11,2	12,4	14,0	13,1	9,7	6,9	4,2	3,4	100

Source ANBT



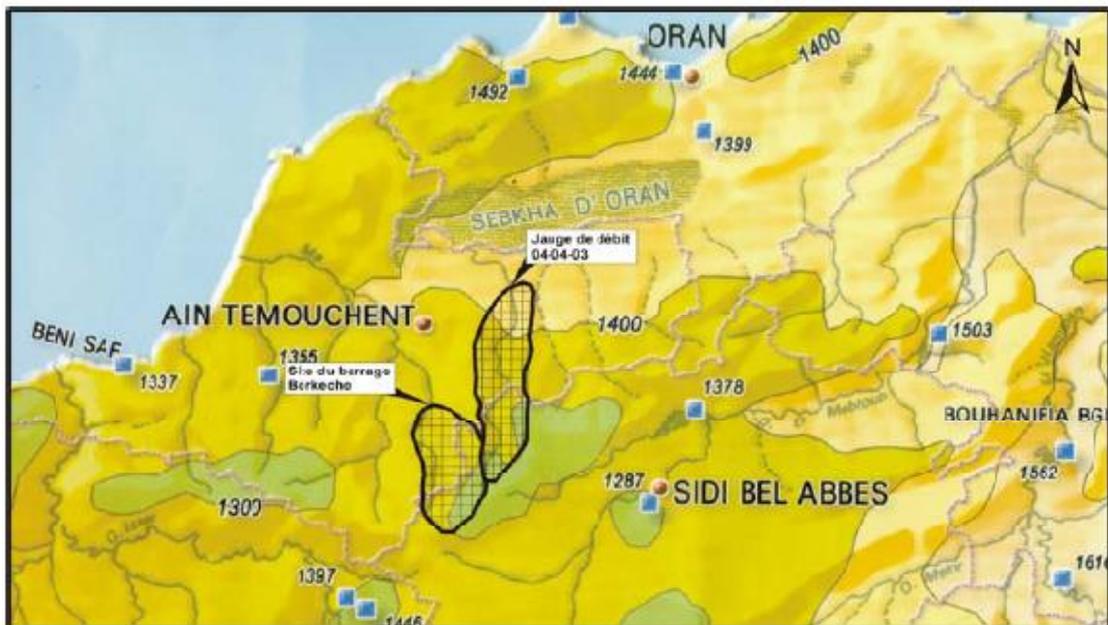


Figure I-7: Evapotranspiration Moyenne Annuelle (source ONM)

**B. Précipitations:**

**1. Précipitations enregistrées**

Tableau I-7 : Les stations utilise pour le calculer le Pourcentage des Données des Précipitations et hydrométrie du Bassin Versant Berkeche

Station	Code	Nom de la Station	Les coordonnées			Année de service	N (ans)
			X(Km)	Y (km)	Z (km)		
Station Hydrométrique	04-02-20	Oued MELAH	L'aval d'oued MELAH			1972/1997	29
Stations Pluviométriques	04-02-03	Oued Berkeche	165,1	220,15	450	1943/2004	61
	04-02-01	AOUBELLIL	163,95	210,55	610	1951/2002	51

Source : A.N.R.H

## **2. Précipitation moyenne annuelle (PMA)**

Une carte isohyète des bassins versants du site du barrage de Berkeche et de la station hydrométrique 04-04-03 est indiquée en **Figure I-8**. Cette carte, fournie par l'ANRH préparée en 1993, est au 1:500 000. On notera qu'elle exclut les précipitations entre 1960 et 1969.

La carte isohyète a été utilisée pour déterminer les PMA des bassins versants (site du barrage de Berkeche et station hydrométrique 04-04-03). Une PMA de 450 mm a été déterminé pour le bassin versant du barrage de Berkeche et une PMA de 440 mm a été déterminé pour le bassin versant de la station hydrométrique 04-04-03. Les compilations de la PMA du bassin versant furent alors vérifiées en déterminant les PMA enregistrés aux stations pluviométriques des deux bassins versants voisins.

La PMA du bassin versant du site du barrage de Berkeche fut basé sur la contribution proportionnelle de chaque station pluviométrique. Pour le bassin versant du site du barrage de Berkeche, les stations pluviométriques 04-02-03, 04-02-01 furent utilisées alors que les stations pluviométriques 11-03-17 et 04-04-06 furent utilisées pour le bassin versant de l'Oued Besbes. La PMA pour les bassins versants de l'Oued Berkeche et de l'Oued Besbes ont été déterminé en utilisant la méthode de superficie pondérée comme étant 430 et 445mm respectivement.

Les valeurs obtenues sur la carte isohyète sont de 440 et 450 mm ce qui confirme les valeurs obtenues par les calculs. Les cartes isohyètes sont généralement préparées suivant une étude des paramètres régionaux et prennent en compte les variabilités de la pluviométrie enregistrée aux stations les plus représentatives. Les cartes isohyètes prennent aussi en considération la topographie en générale. Suivant ce qui est dit ci dessus, il semble plus aisé de déterminer les PMA en utilisant les cartes isohyètes au lieu d'utiliser les précipitations enregistrées de la région

Il existe une similarité entre la pluviométrie des bassins versants des oueds Besbes et Berkeche basée sur des valeurs des PMA de 440 et 450 mm respectivement. Ceci est compréhensible étant donné que les deux bassins versants sont l'un à coté de l'autre et doivent donc avoir des précipitations similaires.

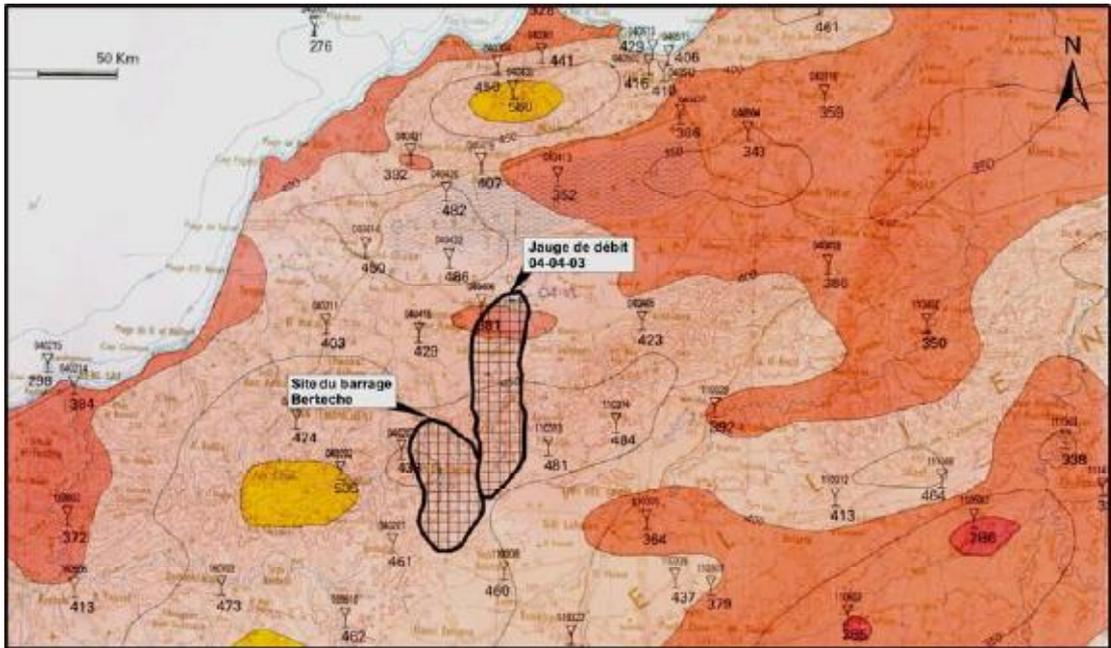


Figure I-8: Carte Pluviométrique des PMA.

### 3. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station d’oued Berkeche sur la période (1969-1999), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

Tableau I-8 Répartition mensuelle des pluies moyennes.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	11,39	30,37	47,38	46,00	49,86	55,51	60,67	38,29	28,90	5,46	2,07	2,34	450
P (%)	3,01	8,03	12,53	12,16	13,18	14,68	16,04	10,12	7,64	1,44	0,55	0,62	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée par la figure I-9.

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Octobre** à **Mai** sont en moyenne de même ordre de grandeur et représente environs **94,38** % du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en **Mars**.

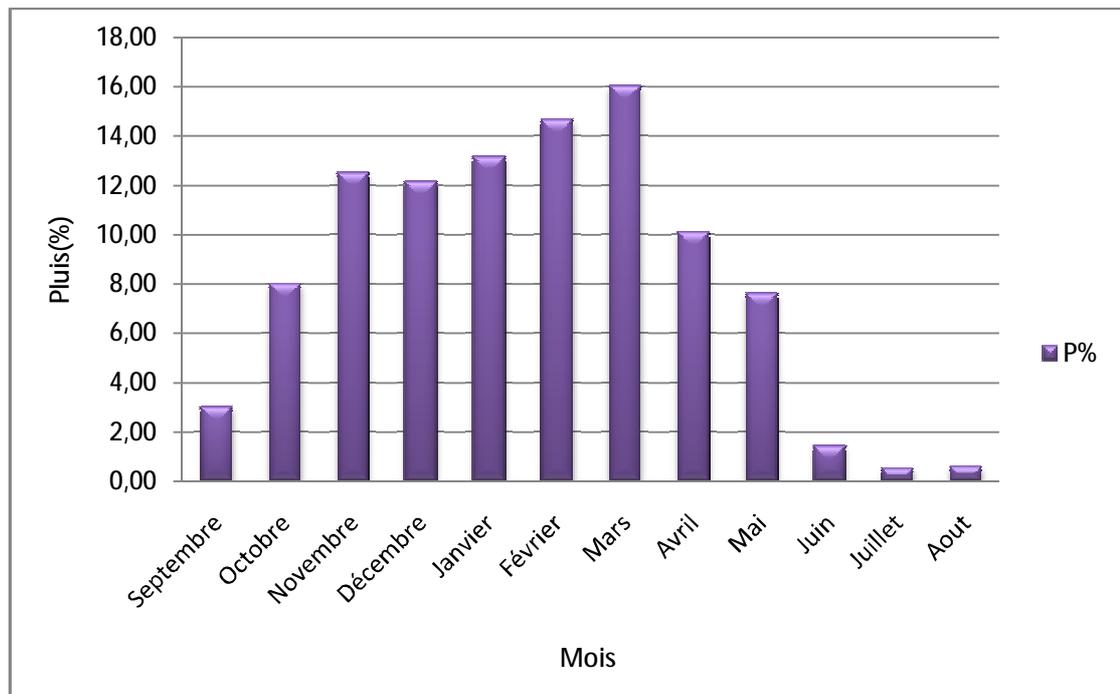


Figure I-9: La répartition mensuelle de la précipitation

**4. Les pluies maximales journalières :**

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

La station d'oued Berkeche (04-02-03) est considérée avec une série d'observation de 51 années (dans l'annexe I -2)

On utilise HYFRAN pour déterminer les paramètres de la série et pour l'ajustement

**Les paramètres statistiques de l'échantillon:**

Statistiques de base Nombre d'observations	51
Minimum	17.4
Maximum	108
Moyenne	46.7
Ecart-type	20.2
Médiane	43.8
Coefficient de variation (Cv)	0.434
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.11
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.74

**4-1) Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle :**

**4-1-1) Test de Wilcoxon :**

**Hypothèses**

**H0 :** Les moyennes des deux sous-échantillons sont égales

**H1 :** Les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

**Résultats**

Valeur de la statistique  $|W| = 1.59$

p-value  $p = 0.112$

**Conclusion**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

**4-1-2) Test d'indépendance (Wald-Wolf witz)**

**Hypothèses :**

**H0 :** Les observations sont indépendantes

**H1 :** Les observations sont dépendantes (auto corrélation d'ordre 1)

**Résultats :**

Valeur de la statistique  $|U| = 0.103$

p-value  $p = 0.918$

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

**4-1-3) Test de stationnarité (Kendall)**

**Hypothèses :**

**H0 :** Il n'y a aucune tendance dans les observations

**H1 :** Il y a une tendance dans les observations

**Résultats :**

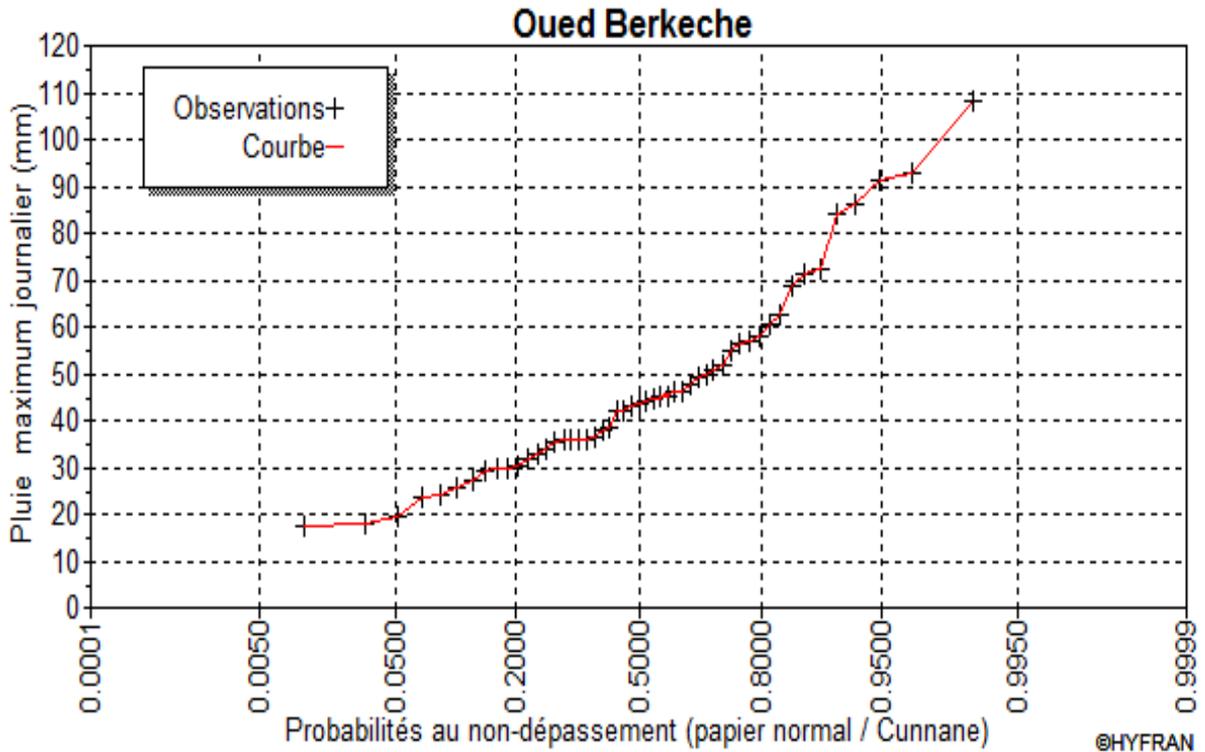
Valeur de la statistique  $|K| = 1.20$

p-value  $p = 0.230$

**Conclusion :**

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

Le graphique de l'échantillon est représenté sur un papier normal ci-dessous dans la figure I-10 :



**Figure I-10 :** Représentation des pluies maximum journalières de 51 ans.

**Paramètres du logiciel (HYFRAN) :**

T : Période de retour.

q : Fréquence.

$X_t$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

**4-2) Choix de la loi d'ajustement :**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, 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. Toute fois, 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).

Les lois d'ajustement choisies sont :

- a)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- b)- la loi de GALTON (log-normal2).
- c)- la loi de GUMBEL
- d)- Pearson III

On a effectué l'ajustement à l'aide de logiciel « Hyfran », et comparant la satisfaisante de chaque loi par le test d'adéquation si  $P(x_2) > 5\%$  donc l'ajustement est satisfaisant.

**a) Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{a} y + x_0 \dots\dots\dots (1-16)$$

Y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (1-17)$$

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (1-18) \quad \text{Ou :}$$

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{a}, x_0$  : sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

**Résultats de l'ajustement :**

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (I.9).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau I-9 suivant:

**Tableau I-9 : Ajustement à la loi de GUMBEL.**

<b>T (ans)</b>	<b>q</b>	<b>XT (mm)</b>	<b>Ecart- type</b>	<b>Intervalle de confiance (95%)</b>
10000.0	0.9999	183	21.7	140 -225
2000.0	0.9995	158	18.0	122-193
1000.0	0.9990	147	16.4	114-179
200.0	0.9950	121	12.7	96.3-146
100.0	0.9900	110	11.1	88.4-132
50.0	0.9800	99.2	9.55	80.4-118
20.0	0.9500	84.5	7.48	69.8- 99.1
10.0	0.9000	73.1	5.92	61.5-84.7
5.0	0.8000	61.3	4.38	52.7- 69.8
3.0	0.6667	51.8	3.31	45.3-58.3
2.0	0.5000	43.4	2.60	38.3-48.5

**Paramètres**

Nombre d'observations: n = 51

u = 37.552392

Alpha = 15.941368

**Quantiles**

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

T = 1/ (1-q)

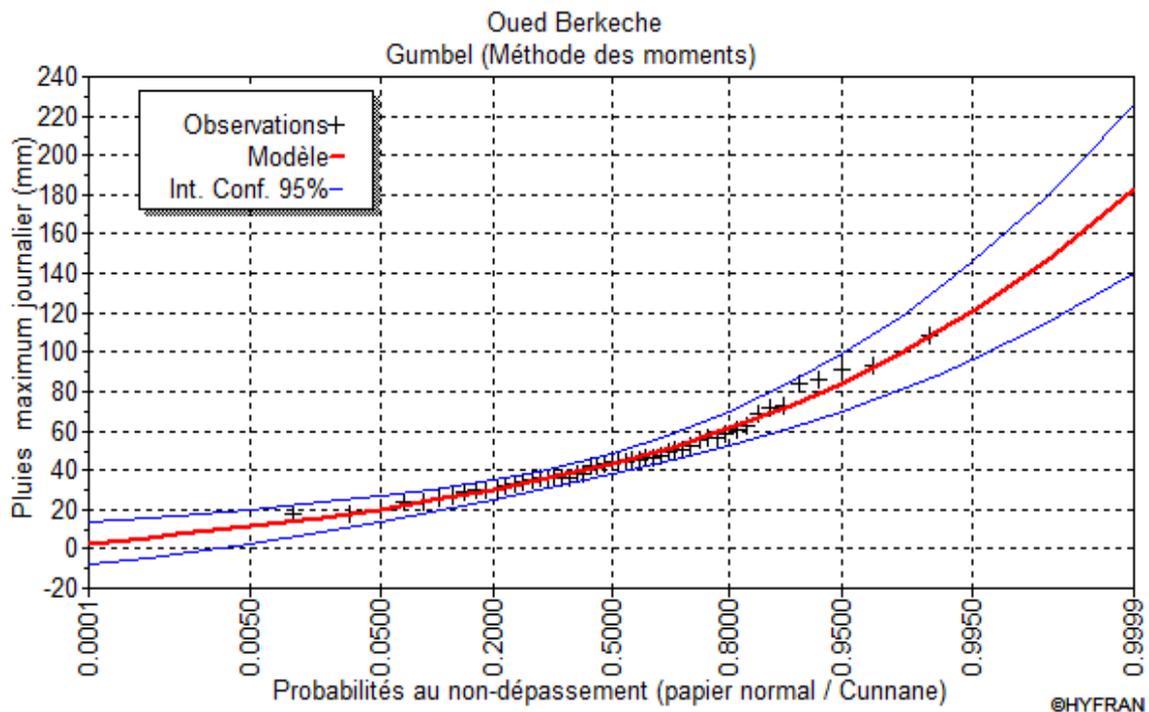


Fig. 1-11 Ajustement a la loi de GUMBEL

**\*) Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments)**

**Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

**Résultats :**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 3.53$

p-value  $p = 0.7401$

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.4
Maximum	Aucun	108
Moyenne	46.7	46.7
Ecart-type	20.2	20.2
Médiane	43.4	43.8
Coefficient de variation (Cv)	0.434	0.434
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.11
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.74

**b) Ajustement a la loi log normale:**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N}$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%}$$

X moy: hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

Up%: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le **tableau I-10** suivant ainsi que le graphique est donné par la figure (I.10).

**Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: n = 51

**Paramètre :**

$$\text{Mu} = 3.757$$

$$\text{Sigma} = 0.423$$

**Quantiles :**

$q = F(X)$  : Probabilité au non-dépassement

$T = 1 / (1-q)$  : Période de retour

Log normale (Maximum de vraisemblance)

**Tableau I-10** Ajustement à la loi log normale.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	206	35.1	138-275
2000.0	0.9995	172	26.3	121- 224
1000.0	0.9990	158	22.9	113- 203
200.0	0.9950	127	16.0	96.1- 159
100.0	0.9900	115	13.3	88.5- 141
50.0	0.9800	102	10.8	80.8- 123
20.0	0.9500	85.9	7.93	70.3- 101
10.0	0.9000	73.6	5.97	61.9- 85.4
5.0	0.8000	61.1	4.27	52.8- 69.5
3.0	0.6667	51.4	3.22	45.1- 57.7
2.0	0.5000	42.8	2.56	37.8- 47.9

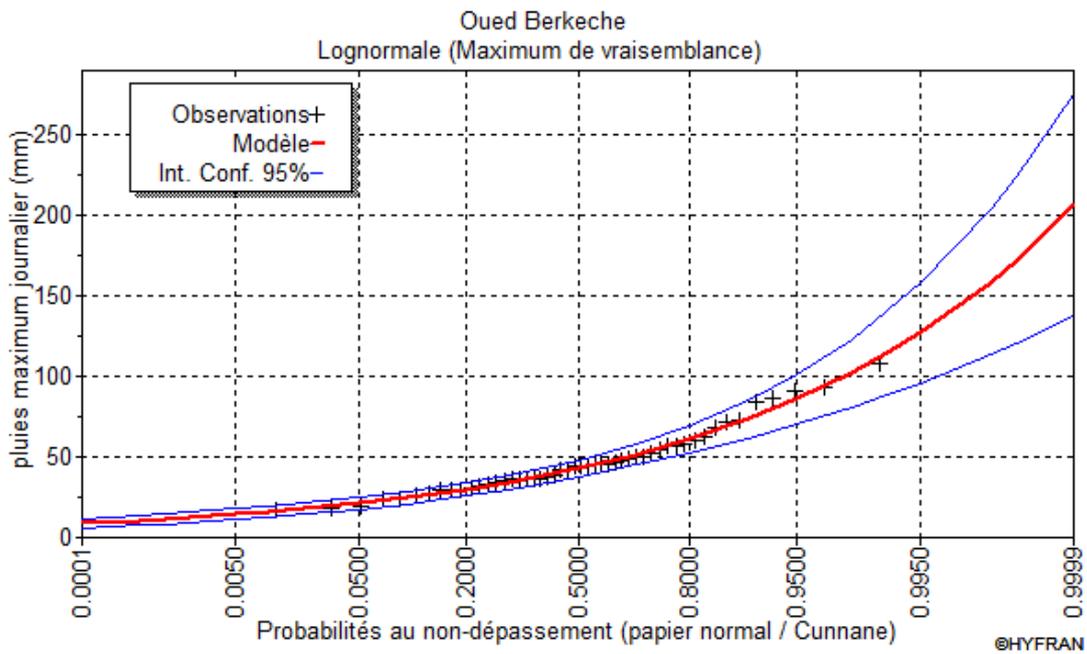


Fig. 1-12. Ajustement a la loi log normale

\*) **Test d'adéquation de la loi log normale** : (Maximum de vraisemblance)

**Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

**Résultats :**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 1.84$

p-value  $p = 0.9338$

Degrés de liberté : 6

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0.00	17.4
Maximum	Aucun	108
Moyenne	46.8	46.8
Ecart-type	20.7	20.4
Médiane	42.8	43.9
Coefficient de variation (Cv)	0.443	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.41	1.09
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.76	3.65

**c) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS (loi normale):**

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F ( X ) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2} u^2} du \dots\dots\dots (1-19)$$

(Fréquence au non dépassement)

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

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

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le **tableau I-11** suivant :

**Résultats de l'ajustement**

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 50

**Paramètres**

mu = 46.754000

sigma = 20.445599

**Quantiles**

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

T = 1/(1-q)

**Tableau I-12** : les résultats de la loi normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	123	8.21	138 - 275
2000.0	0.9995	114	7.39	121- 224
1000.0	0.9990	110	7.01	113- 203
200.0	0.9950	99.4	6.06	96.1- 159
100.0	0.9900	94.3	5.61	88.5- 141
50.0	0.9800	88.8	5.13	80.8- 123
20.0	0.9500	80.4	4.46	70.3-101
10.0	0.9000	73.0	3.92	61.9- 85.4
5.0	0.8000	64.0	3.37	52.8- 69.5
3.0	0.6667	55.6	3.02	45.1- 57.7
2.0	0.5000	46.8	2.89	37.8- 47.9

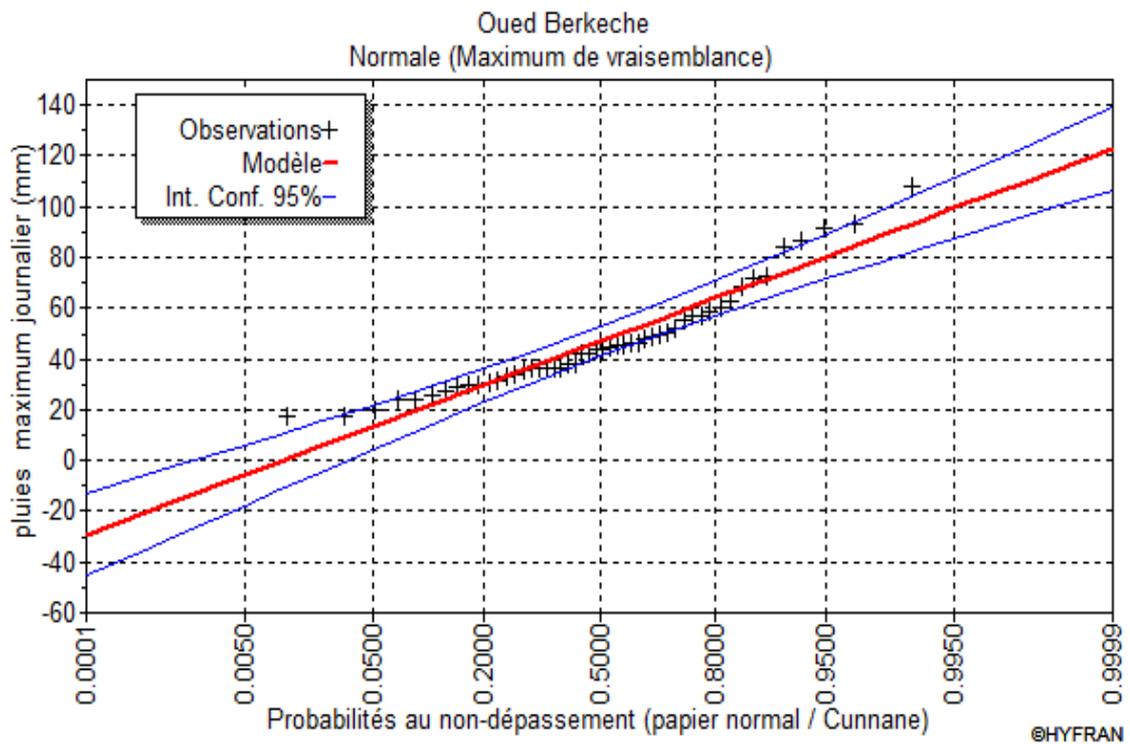


Fig. I-13. Ajustement de la loi de GAUSSE (Normale)

\*) Le test d'adéquation de la loi :

**Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

**Résultats :**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 7.60$

p-value  $p = 0.2689$

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.4
Maximum	Aucun	108
Moyenne	46.8	46.8
Ecart-type	20.4	20.4
Médiane	46.8	43.9
Coefficient de variation (Cv)	0.437	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	1.09
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.00	3.65

**d) Ajustement de la série pluviométrique à la loi Pearson III :**

Parmi les différentes lois de Pearson, la loi de type III est la plus utilisée en hydrologie. Sous sa forme générale, elle s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\gamma)} \int_0^u u^{\gamma-1} e^{-u} \quad \text{Avec} \quad u = \frac{x - x_0}{s}$$

$\Gamma(\gamma)$  : Fonction gamma complète :

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^{\infty} u^{\gamma-1} e^{-u} \quad \dots\dots\dots (1-20)$$

L'intervalle de variation de x est  $[x_0, \infty [$  et les trois paramètres d'ajustement sont :

$x_0$  : paramètre de position (borne inférieure)

$s$  : paramètre d'échelle (de même dimension que x)

$\gamma$  : Paramètre de forme (positif différent de zéro)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Pearson sont résumés dans le **tableau I-13** suivant :

**Résultats de l'ajustement**

Pearson type III (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 50

**Paramètres**

alpha 0.089414

lambda 3.342037

m 9.376911

**Quantiles**

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

T = 1/ (1-q)

**Tableau I-13** : les résultats de la loi Pearson

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	173	41.4	91.8-254
2000.0	0.9995	152	32.0	88.8-214
1000.0	0.9990	142	28.0	87.1-197
200.0	0.9950	120	19.3	81.9-158
100.0	0.9900	110	15.7	79.0-141
50.0	0.9800	99.5	12.4	75.3-124
20.0	0.9500	85.5	8.35	69.1-102
10.0	0.9000	74.2	5.91	62.6-85.8
5.0	0.8000	62.0	4.34	53.5- 70.5
3.0	0.6667	52.4	3.79	45.0-59.8
2.0	0.5000	43.1	3.47	36.3-49.9

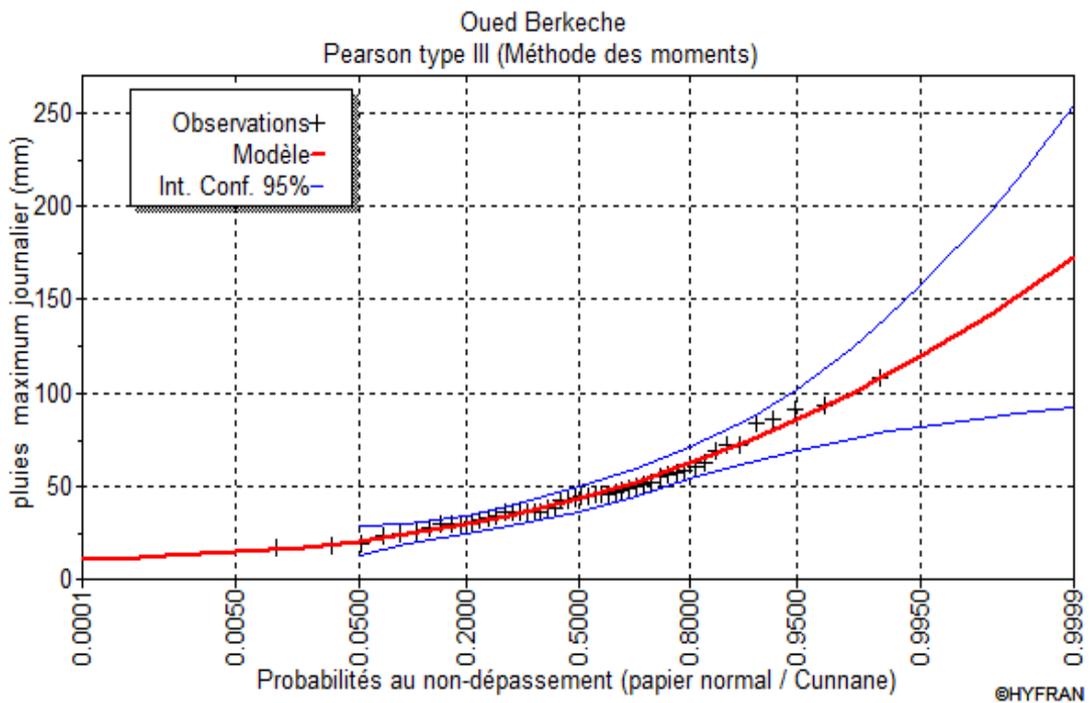


Fig. I-13 : Ajustement de la loi de Pearson type III

**\*) test d'adéquation de la loi**

**Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Pearson type III

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Pearson type III

**Résultats :**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 2.56$

p-value  $p = 0.7674$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 9

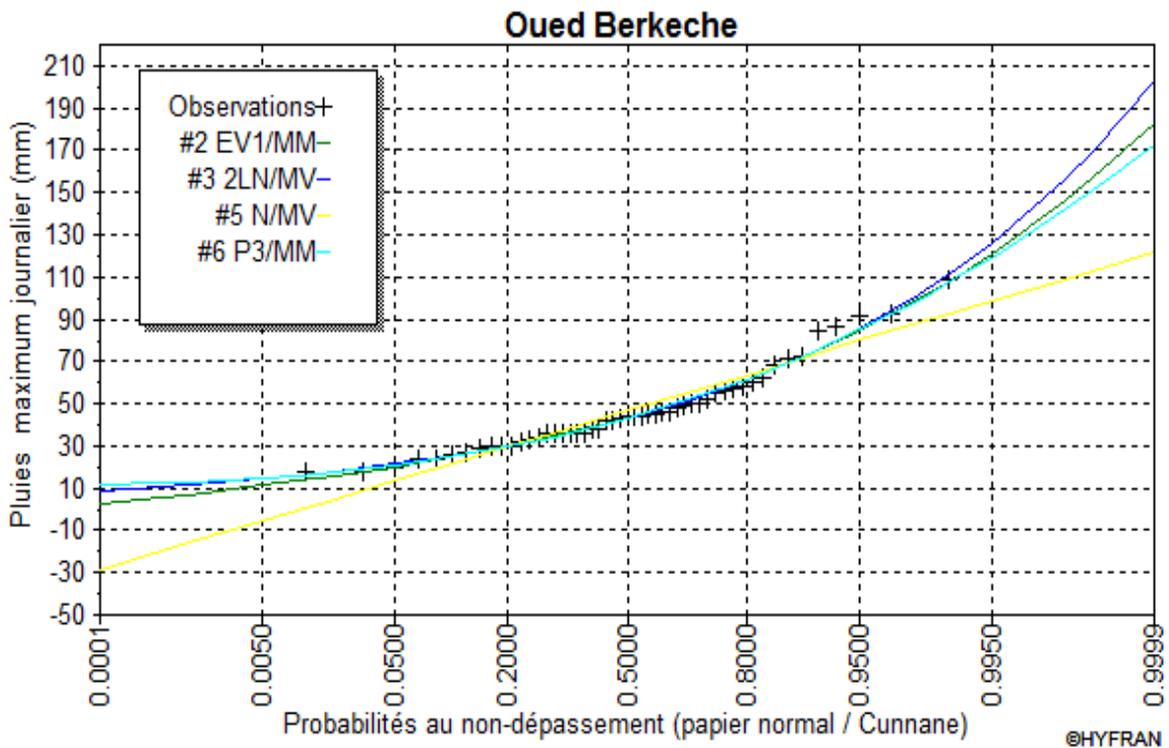
**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	9.38	17.4
Maximum	Aucun	108
Moyenne	46.8	46.8
Ecart-type	20.4	20.4
Médiane	43.1	43.9
Coefficient de variation (Cv)	0.437	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.09	1.09
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.80	3.65

**Conclusion:**

D'après les résultats obtenus à partir des quatre ajustements qui nous ont permis de faire en remarque que les paramètres de modale d'ajustement **Log Normale** est plus proche aux paramètres de l'échantillon donc il est efficace comme il est montré dans la figure de comparaison entre les différentes méthodes d'ajustement.



**1. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :**

$$P_{tc, p\%} = P_{maxj, p(\%)} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (1-21)$$

t = Tc = 4,75 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,50)

P<sub>tc</sub>: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P<sub>maxj</sub>.

P<sub>maxj</sub>: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (1-22)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau I.14 et représente sur les figure I-14 et la figure I-15 respectivement :

**Tableau I.14:** Intensité pour les différentes fréquences.

<b>Période</b>	<b>10</b>		<b>20</b>		<b>50</b>		<b>100</b>		<b>1000</b>	
<b>F (%)</b>	10		5		2		1		0,1	
<b>P<sub>maxj</sub>(%) (mm)</b>	73,6		85,9		102		115		158	
<b>T(h)</b>	<b>P<sub>maxj</sub>% (mm)</b>	<b>I<sub>0</sub> (mm/h)</b>								
<b>0,2</b>	6,72	33,59	7,84	39,21	9,31	46,56	10,50	52,49	14,42	72,12
<b>0,5</b>	10,62	21,25	12,40	24,80	14,72	29,44	15,281	30,56	19,967	39,93
<b>0,6</b>	11,64	19,40	13,58	22,64	16,13	26,88	17,017	28,36	22,235	37,06
<b>0,8</b>	13,44	16,80	15,68	19,60	18,62	23,28	20,165	25,21	26,348	32,94
<b>1</b>	15,02	15,02	17,53	17,53	20,82	20,82	23,002	23,00	30,056	30,06
<b>4</b>	30,05	7,51	35,07	8,77	41,64	10,41	52,117	13,03	68,1	17,03
<b>4,75</b>	32,74	6,89	38,22	8,05	45,38	9,55	56,233	11,84	73,478	15,47
<b>8</b>	42,49	5,31	49,59	6,20	58,89	7,36	78,449	9,81	102,507	12,81
<b>12</b>	52,04	4,34	60,74	5,06	72,12	6,01	99,651	8,30	130,211	10,85
<b>16</b>	60,09	3,76	70,14	4,38	83,28	5,21	118,086	7,38	154,299	9,64
<b>20</b>	67,19	3,36	78,42	3,92	93,11	4,66	134,702	6,74	176,011	8,80
<b>24</b>	73,60	3,07	85,90	3,58	102,00	4,25	150	6,25	196	8,17

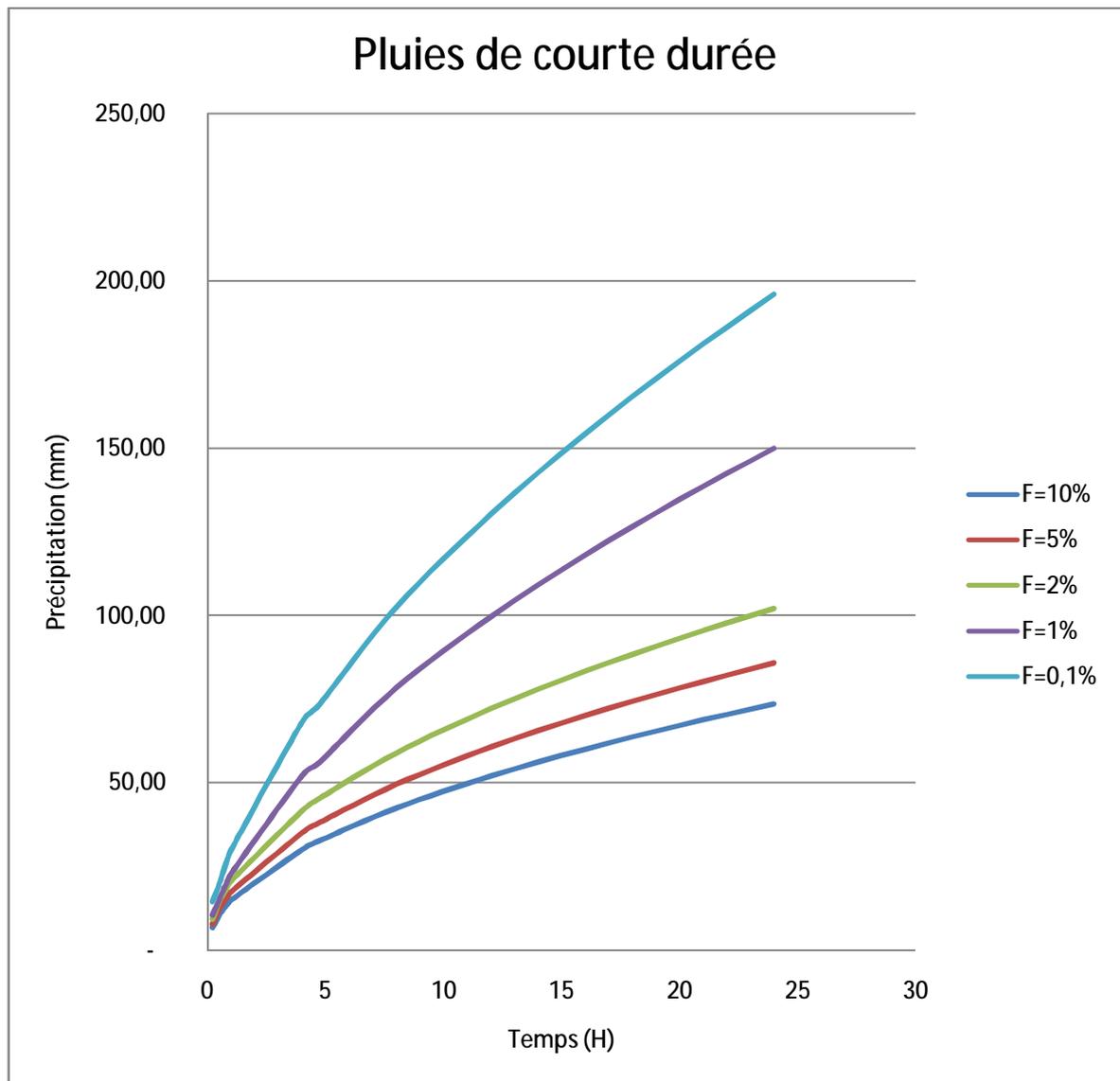


Figure I-14 La courbe des pluies de courte durée

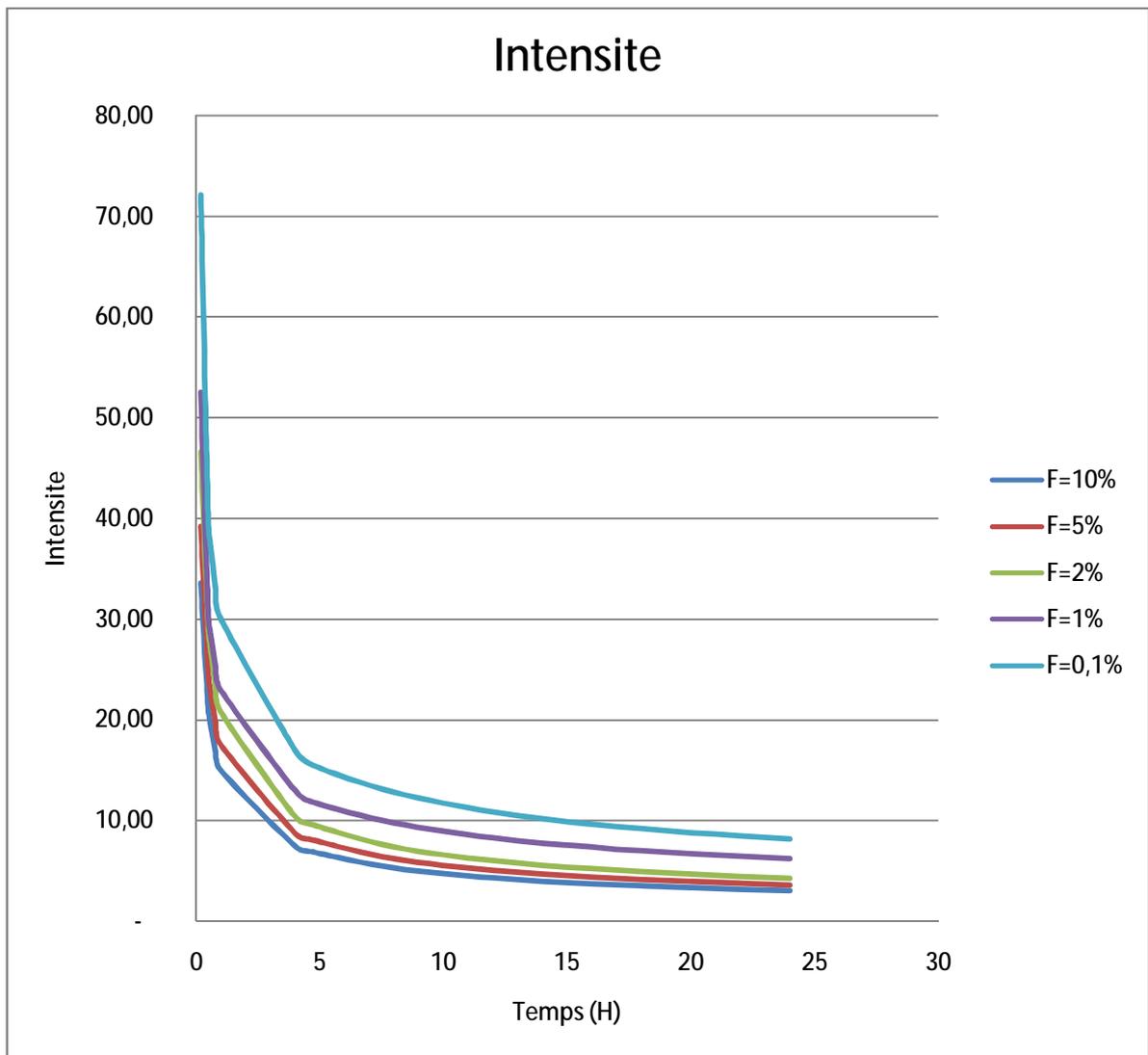


Figure I-15 La courbe des intensités.



**Application de la méthode :**

$$S_1=106 \text{ m}^2, \quad S_2 = 461 \text{ m}^2$$

$$1 - S_1/S_2 = 0,23$$

2 -les données de la station 04.02. 20 de 29 ans

Année	Apporte Mm <sup>3</sup> (s2)	Apporte Mm <sup>3</sup> (s1)
1975-1976	17,51	4,03
1975-1977	11,61	2,67
1975-1978	10,06	2,31
1975-1979	14,13	3,25
1975-1980	20,42	4,70
1975-1981	18,85	4,34
1975-1982	8,04	1,85
1975-1983	13,35	3,07
1975-1984	5,62	1,29
1975-1985	7,67	1,76
1975-1986	21,45	4,93
1975-1987	10,87	2,50
1975-1988	16,23	3,73
1975-1989	12,80	2,94
1975-1990	38,88	8,94
1975-1991	19,98	4,59
1975-1992	25,90	5,96
1975-1993	47,33	10,89
1975-1994	43,83	10,08
1975-1995	28,18	6,48
1975-1996	31,73	7,30
1975-1997	6,13	1,41
1975-1998	6,76	1,55
1975-1999	15,82	3,64
1975-2000	9,19	2,11
1975-2001	20,74	4,77
1975-2002	20,36	4,68
1975-2003	10,68	2,46
1975-2004	5,21	1,20
	$A_0 = 17,91$	$A_0' = 4,12$

Donc l'apport de bassin de Berkeche et  $A_0 = 0,23 * 17,91 = 4,12 \text{ Mm}^3$

$$A_0 = 4,12 \text{ Mm}^3$$

$S_1$  : la surface du bassin de Berkeche

$S_2$  : la surface du bassin de MELAH

$A_0$  : l'apport de Berkeche

$A_0'$  : l'apport d'oued MELAH

**Caractéristiques de l'écoulement :**

**a) Module de l'écoulement :**

Il est donné par :  $Me = A_0 / T$  ..... (1-23)

$A_0$  : Apport moyen inter annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes  $T = 3,1536.10^7$  s

**Soit :**  $Me = 131$  l/s

**b) Module de l'écoulement relatif :**

On a:  $M_0 = Me / S_{bv}$ ..... (1.24)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

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

**Soit :**  $M_0 = 1.23$  l/s/Km<sup>2</sup>

**c) lame d'eau écoulée :**

$Le = A_0 / S_{BV}$ . ..... (1.25)

**Soit :**  $Le = 38$  mm

**d) Coefficient de l'écoulement:**

Il est donné par :  $Ce = Le / P_{moy}$  ..... (1.26)

**Soit :**  $Ce = 0,084$

**II.4. Irrégularité des apports :**

**II.4.1 Estimation fréquentielle des apports :**

Les apports fréquents ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage et la régularisation et gestion rationnelles de la capacité en eau (Industrie, Irrigation).

Pour cela en faire un ajustement de la série hydrométrique correspond au bassin de Berkeche ci dessus par la loi log normal pour trouver l'apport annuel 80 %

**Statistiques de base de la série :**

Nombre d'observations	29
Minimum	0.890
Maximum	7.57
Moyenne	3.04
Ecart-type	1.90
Médiane	2.69
Coefficient de variation (Cv)	0.624
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.24
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.46

**Résultats de l'ajustement**

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 29

**Paramètre :**

mu 0.876745

sigma 0.606798

**Quantiles :**

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

$T = 1 / (1-q)$

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	33.0	10.6	12.2	53.8
2000.0	0.9995	25.5	7.37	11.0	39.9
1000.0	0.9990	22.5	6.20	10.4	34.7
200.0	0.9950	16.5	3.92	8.82	24.2
100.0	0.9900	14.2	3.12	8.07	20.3
50.0	0.9800	12.0	2.42	7.28	16.8
20.0	0.9500	9.37	1.64	6.16	12.6
10.0	0.9000	7.52	1.15	5.26	9.78
5.0	0.8000	5.75	0.758	4.27	7.24
3.0	0.6667	4.48	0.529	3.45	5.52
2.0	0.5000	3.45	0.389	2.69	4.22

**Test d'adéquation**

**Hypothèses**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

**Résultats**

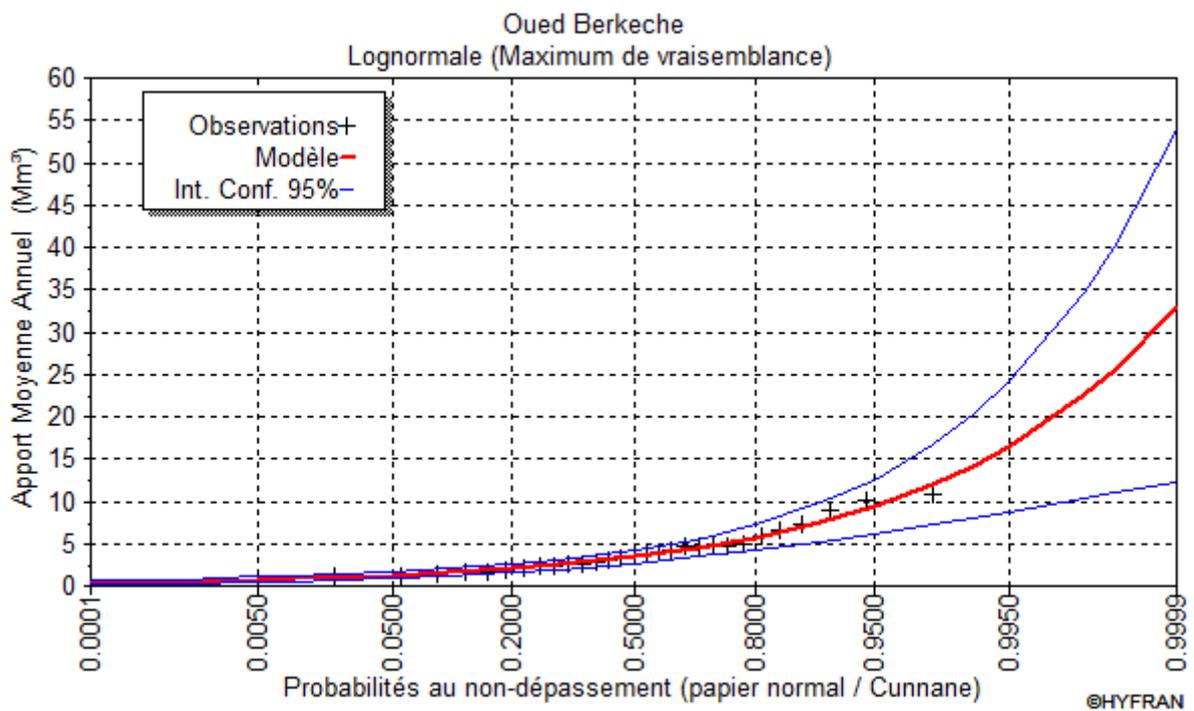
p-value p = 0.7104

Degrés de liberté : 4

**Conclusion**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

**Figure I-17**



Donc l'apport 80% est  $A_{80\%} = 5,75 \text{Mm}^3$

**II.4.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :**

On utilise la nouvelle série hydrométrique de pour le calculer de l'apport moyenne mensuelle qui est représentée sur L'annexe I-3 et la figure I-18

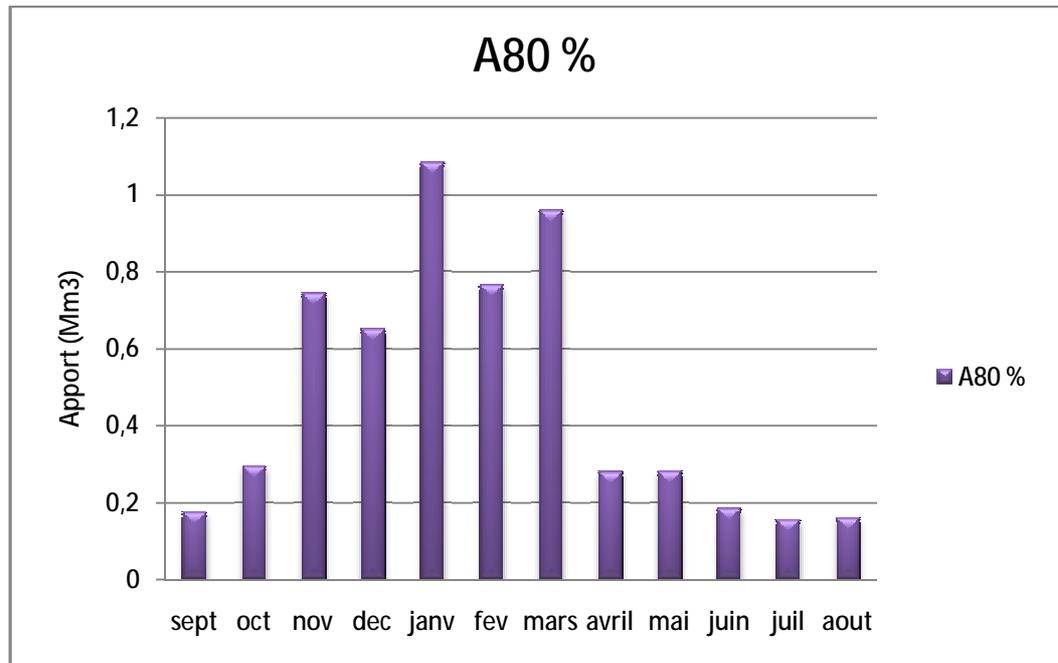


Figure I-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne A<sub>80</sub>%

**II. 4 .4 Les apports solides:**

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued Berkeche nous opterons pour un calcul statistique baser sur les données des barrages voisins de notre barrage le tableau I-19 regroupe les informations de concernant les barrages

Tableau I-19 :

Nom de barrage	Apport solide (t/an)	La surface (Km2)	Apport pluviométrique (Mm3/an)
Sarno	28512	264	11
Sidi-Abdelli	255200	1100	30
Béni-Bahdel	225552	1016	69
Mefrouch	16632	264	16

Nous avons utilisé le logiciel **HYDROLAB** pour faire une régression entre l'apport solide et la surface de bassin vessant du barrage les résultats de ce logiciel est la suivant :

**Régression linéaire simple**

U. Gauss		Y	X
1,036	Moyenne	131474	661
t. Student	Ecart-type	126423,4308	459,6970017
1,385	Coefficient de corrélation r=	0,999037426	
	Nombre de couples n=	4	

$$Y = 274,7499732 X - 50135,7323$$

Variables	à expliquer	explicatif	Y	I.C. à (%) = 70	
Observations	Y	X	le plus probable	Borne.Inf.	Borne.Sup.
4	16632	264	22398,26065	12426,72651	32369,79478
1	28512	264	22398,26065	12426,72651	32369,79478
3	225552	1016	229010,2405	219205,8545	238814,6265
2	255200	1100	252089,2382	241935,1143	262243,3622

Valeurs de	Y		
X	le plus prob.	Borne inf.	Borne sup.
106	-21012,2351	-31744,1353	10280,33

On remarque que le coefficient de corrélation est bonne en peut l'utiliser pour l'estimation de l'apport solide annuel : pour un surface de 106 Km<sup>2</sup> l'apport solide la plus probable est 21012 t / an

**III. Etude des crues:**

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont:

- 1- Le débit maximum (débit de pointe).
- 2- Le volume.
- 3- Le temps.
- 4- La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, en ce basant sur les données de la station hydrométrique de barrage de Berkeche crée par la méthode de transposition des données.

### III-1 Les données de la station :

Le tableau I-20 .Représente le débit maximal des 28 ans.

Année	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	Année	Qmax (m <sup>3</sup> /s)
1975-1976	2,02	1975-1991	10,88
1975-1977	1,16	1975-1992	21,89
1975-1978	0,21	1975-1993	2,86
1975-1979	7,97	1975-1994	18,52
1975-1980	89,17	1975-1995	26,57
1975-1981	26,05	1975-1996	21,33
1975-1982	8,64	1975-1997	2,54
1975-1983	10,75	1975-1998	9,65
1975-1984	0,63	1975-1999	22,94
1975-1985	0,65	1975-2000	6,77
1975-1986	24,98	1975-2001	101,75
1975-1987	1,74	1975-2002	39,31
1975-1988	26,55	1975-2003	12,23
1975-1989	28,12	1975-2004	1,65
1975-1990	74,00	moy=	20,18

Pour la détermination le débit de maximal probable de différente période de roture, en utilise le logiciel HYFRAN pour l'ajustement de la série ci-dessus.

**III-2 Ajustement des débits maximal annuel :**

**A) Les paramètres statistiques de l'échantillon:**

Statistiques de base Nombre d'observations	29
Minimum	0.215
Maximum	102
Moyenne	20.7
Ecart-type	25.9
Médiane	10.9
Coefficient de variation (Cv)	1.25
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.06
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.68

**B) Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle :**

Test de stationnarité (Kendall)

**Hypothèses :**

H0 Il n'y a aucune tendance dans les observations

H1 Il y a une tendance dans les observations

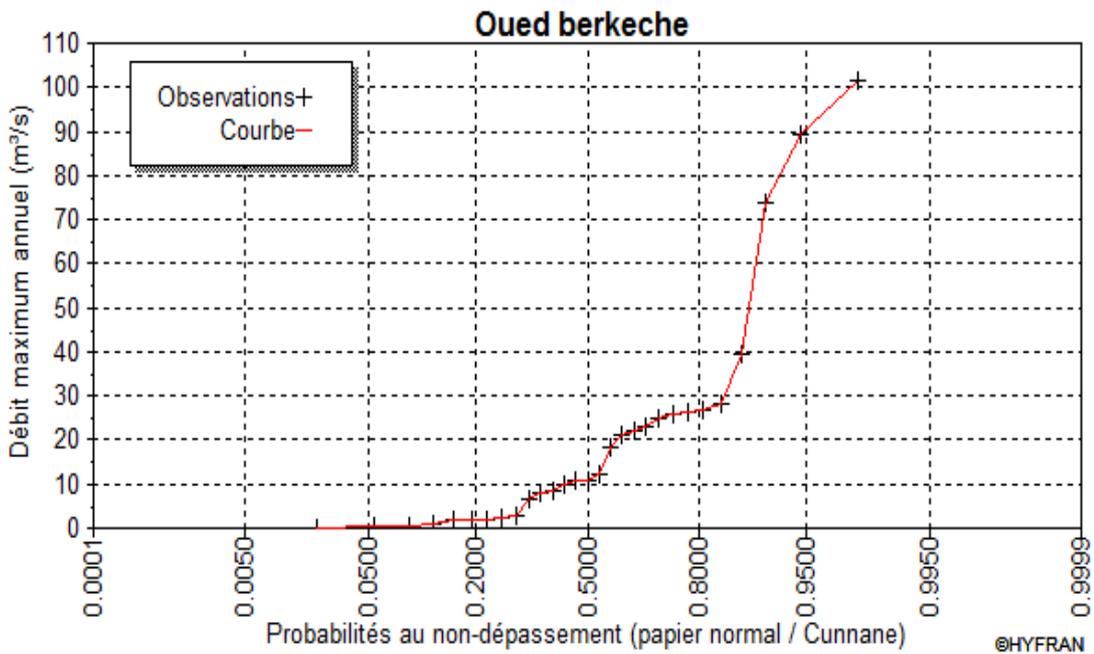
**Résultats :**

Valeur de la statistique  $|K| = 0.00$

p-value  $p = 1.000$

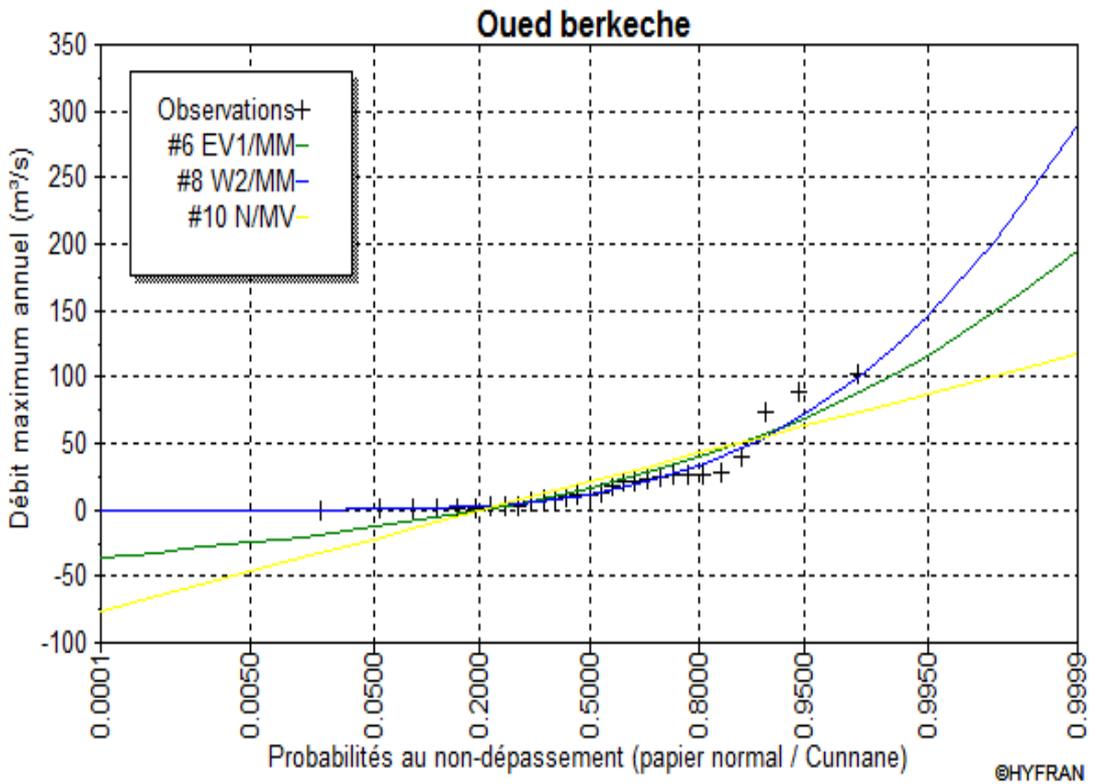
**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %



**III-2-1 Ajustement par les différentes méthodes :**

HYFRAN permet de faire une comparaison entre les méthodes d'ajustement, pour cela en remarque que la méthode la plus proche de notre série est de Weibull, comme elle est représentée sur la **figure I-20**



**Figure I-20** de comparaison de HYFRAN.

**Résultats de l'ajustement :**

Wei bull (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 29

**Paramètre :**

Alpha = 18.401594

c = 0.805825

**Quantiles :**

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

T = 1/ (1-q)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	289	67.0	90.2 - 144
2000.0	0.9995	228	50.2	81.8 - 130
1000.0	0.9990	203	43.6	77.9 - 124
200.0	0.9950	146	30.0	67.7 - 107
100.0	0.9900	122	24.9	62.7 - 99.5
50.0	0.9800	100	20.2	57.2 - 90.9
20.0	0.9500	71.8	14.7	48.8 - 78.1
10.0	0.9000	51.8	11.1	41.1 - 66.8
5.0	0.8000	33.2	7.78	31.5 - 53.6
3.0	0.6667	20.7	5.45	22.0 - 41.8
2.0	0.5000	11.7	3.58	11.3 - 30.2

**Test d'adéquation :**

Normale (Maximum de vraisemblance)

**Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Weibull

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Weibull

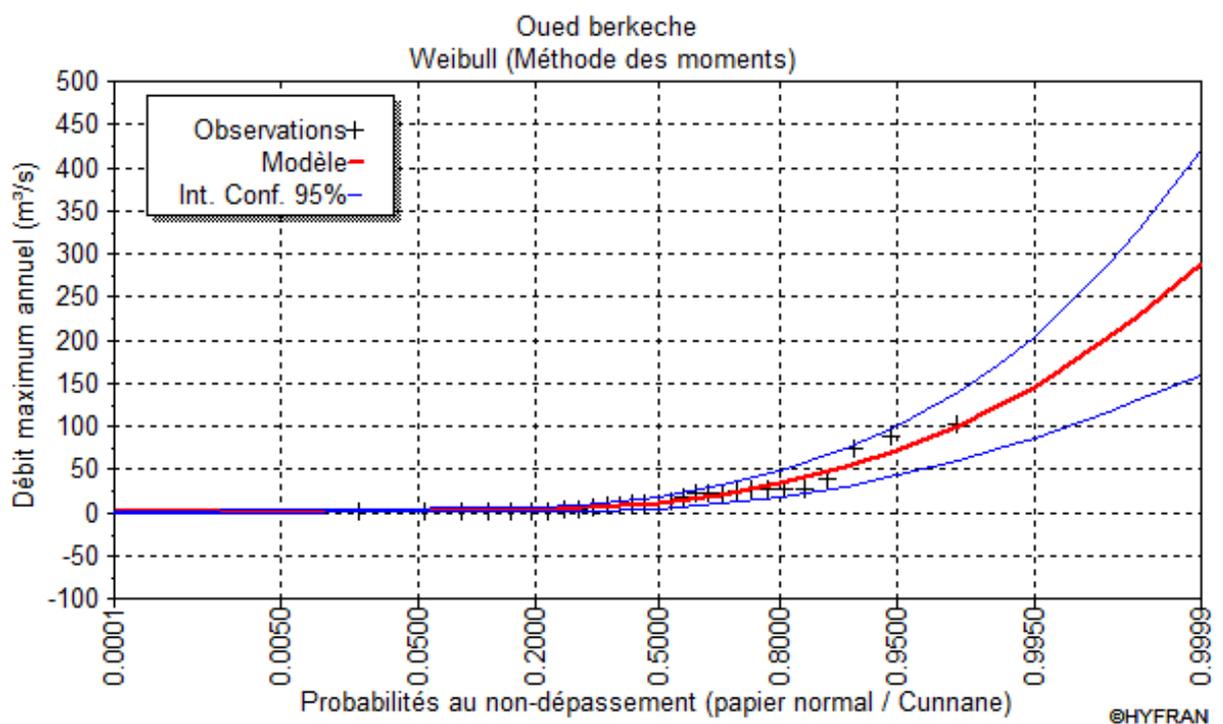
**Résultats :**

p-value  $p = 0.6232$

Degrés de liberté : 4

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %



**III.3 Hydrogramme de crue:**

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

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

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (1-50)$$

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

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

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

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

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

*On considère généralement que:  $t_d = 2 t_m$ , et  $t_m = t_c$  (pour des petits bassins).*

On a donc:

$$t_m = t_c = 4,75 \text{ h} \quad t_d = 2 t_m = 9,50 \text{ h} \quad t_b = t_m + t_d = 14,25 \text{ h}$$

Pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Berkeche ,on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%, 0.01%, les résultats obtenue anis que l'Hydrogramme de crues sont exposes dans le tableau I-21 et le fig. I-21

**Tableau 1-22 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour**

Phase de la montée :

temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0,5	0,57	0,80	1,11	1,35	2,25	3,20
1	2,30	3,18	4,43	5,41	9,00	12,81
1,5	5,17	7,16	9,97	12,17	20,24	28,82
2	9,18	12,73	17,73	21,63	35,99	51,24
2,5	14,35	19,89	27,70	33,80	56,23	80,06
3	20,66	28,64	39,89	48,66	80,98	115,28
3,5	28,12	38,98	54,29	66,24	110,22	156,91
4	36,73	50,92	70,91	86,52	143,96	204,94
4,5	46,49	64,44	89,75	109,50	182,19	259,38
4,75	51,80	71,80	100,00	122,00	203,00	289,00

Phase de la décrue:

temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	51,80	71,80	100,00	122,00	203,00	289,00
0,5	44,04	61,05	85,03	103,73	172,60	245,73
1	37,10	51,43	71,63	87,39	145,41	207,01
1,5	30,93	42,88	59,72	72,85	121,23	172,58
2	25,49	35,33	49,21	60,03	99,89	142,20
2,5	20,72	28,72	40,01	48,81	81,21	115,62
3	16,59	23,00	32,03	39,08	65,02	92,57
3,5	13,05	18,09	25,19	30,74	51,14	72,81
4	10,05	13,93	19,41	23,67	39,39	56,08
4,5	7,55	10,47	14,58	17,79	29,60	42,13
5	5,51	7,63	10,63	12,97	21,58	30,72
5,5	3,87	5,36	7,46	9,11	15,15	21,57
6	2,59	3,59	5,00	6,10	10,15	14,45
6,5	1,63	2,26	3,15	3,84	6,39	9,10
7	0,94	1,31	1,82	2,22	3,70	5,27
7,5	0,48	0,67	0,93	1,14	1,89	2,70
8	0,20	0,28	0,39	0,48	0,80	1,14
8,5	0,06	0,08	0,12	0,14	0,24	0,34
9	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04
9,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

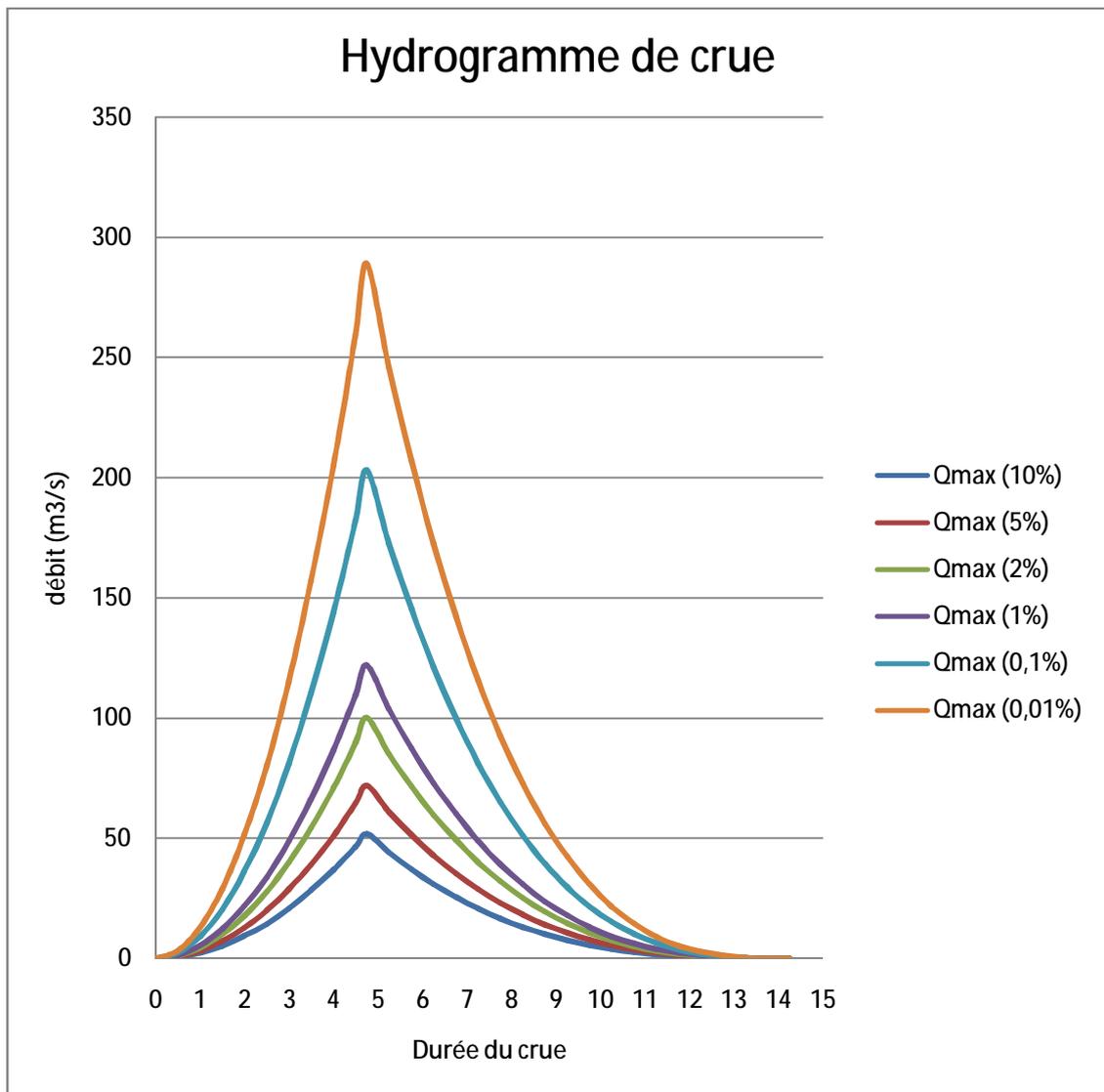


Figure I-21 : la représentation des Hydrogramme des crues pour différente période

**III.4. Estimation de la crue de projet:**

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 10000 ans).

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

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en courus à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

**Tableau I.23 : Catégories des dommages résultant des crues.**

<b>Dommages élevés</b>	<b>Dommages importants</b>	<b>Dommages faibles</b>
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

**Tableau I.24 : Crues de projet recommandé.**

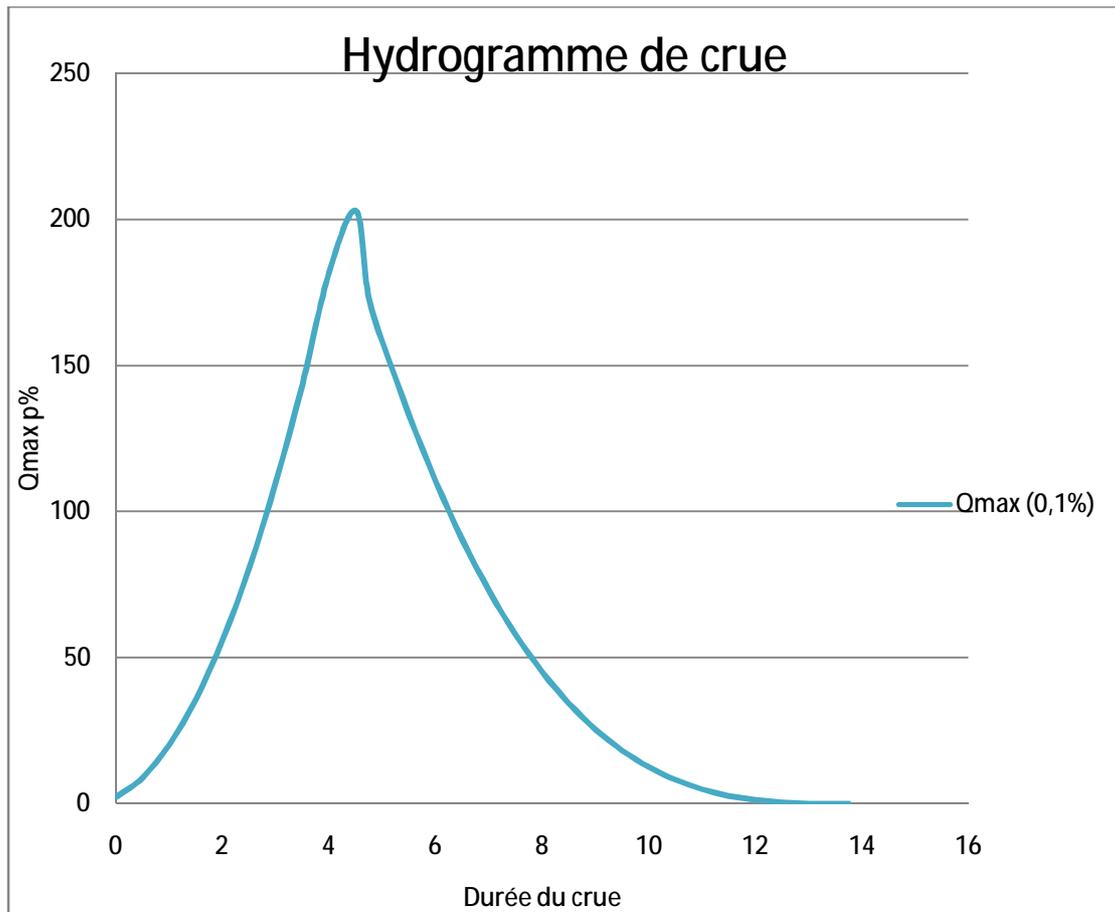
<b>Catégorie des dommages</b>	<b>Crue de projet recommandé</b>
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficiale perméabilité...)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement faible),

D'où **Q=203 m<sup>3</sup>/s**

Figure I.22: Hydrogramme de crue (1 000 ans)



#### IV. Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial 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 (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année. 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 inférieur 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 annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties 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 du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie. Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- ◆ 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 du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- ◆ Les besoins en eau des utilisateurs.

**IV-1 Courbes caractéristiques de la retenue :**

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

Pour tracer les courbes en se basant sur le levé topographique et à l'aide de Autocade en établie un tableau I-25 continue les caractéristique de la cuvette du retenue ; la hauteur en fonction de volume et la surface comme il est repris sur la figure I-23

**Tableau I-25:** Caractéristiques topographiques de la retenue.

Elévation (m NGA)	Superficie (km <sup>2</sup> )	Capacité (Hm <sup>3</sup> )
260	0,000	0,00
270	0,188	0,55
275	0,271	1,15
280	0,389	2,80
285	0,561	5,18
290	0,744	8,44
295	0,991	12,77
300	1,219	18,30

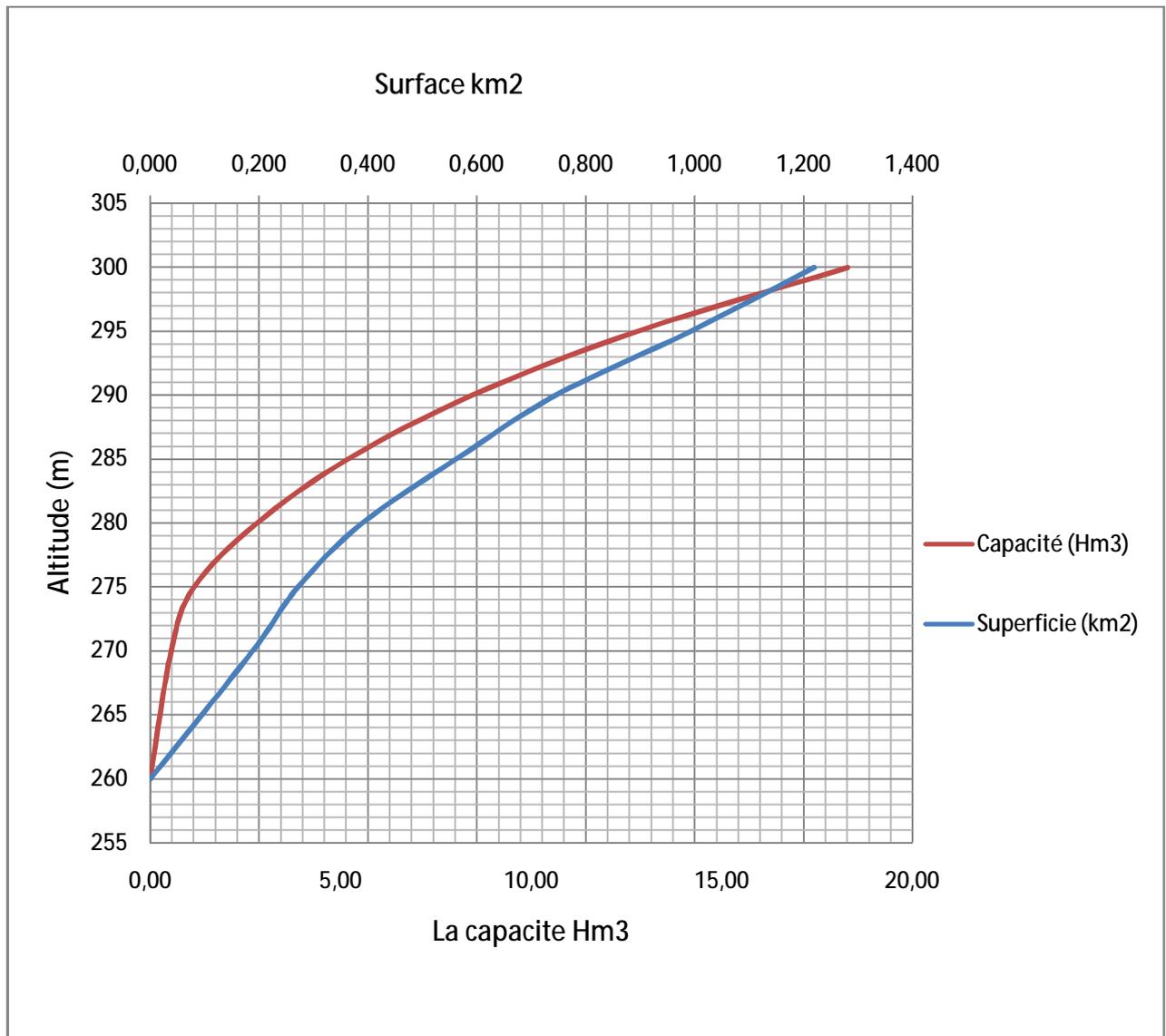


Figure I-25 : La courbe capacité - hauteur et la courbe surface - hauteur .

**IV.2.Répartition des besoins :**

Le but d'utilisation du barrage de Berkeche est de satisfaire les besoins agricoles.

La répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie. La répartition des besoins est comme suit :

La surface qu'on a à irriguer est de 450 Ha en posant la norme d'irrigation :  $N=12000 \text{ m}^3/\text{an}/\text{Ha}$ .

Et la distribution mensuelle d'abstraction pour l'irrigation soumis par l'ANB

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
%	12	11	-	-	-	-	1	7	13	17	21	18	100

Source : ANBT

**Tableau .I.26:** Répartition mensuelle des besoins.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DE	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
<b>Besoin en (%)</b>	12	11	-	-	-	-	1	7	13	17	21	18
<b>U<sub>irr</sub> (Mm<sup>3</sup>)</b>	0,648	0,594	0,000	0,00	0,00	0,00	0,054	0,378	0,702	0,918	1,134	0,972

**IV.3.Répartition des apports mensuelle 80% :**

L'apport 80% et déjà calcule dans le tableau I.18

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	mars	avril	mai	juin	Juil	août
A80%	0,175	0,295	0,744	0,651	1,085	0,767	0,961	0,28	0,282	0,185	0,155	0,16

**IV .4 Calcul du volume mort :**

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B, Touabia, 2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

**A. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (1,27)$$

T : Durée de vie du barrage (50 ans);

$\gamma_s$ : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m<sup>3</sup>);

S : Surface du bassin versant 106 Km<sup>2</sup>

T<sub>s</sub> : le débit solide des sédiments

D'où : **V<sub>m</sub>=0,81 Hm<sup>3</sup>**,

**B. Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{d_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots, (1,28)$$

Q<sub>s</sub> : Le débit solide (t/an)

d<sub>s</sub> : Poids spécifique de la vase humide (d<sub>s</sub> = 1,2 t/m<sup>3</sup>),

$$Q_s = T_s * S,$$

S : Superficie du bassin versant,

T : Délai de service ; T = 50 ans,

D'où :

$$V_m = 1,15 \text{ Mm}^3$$

D'après les résultats des deux méthode on peut prendre le volume donnée par la Méthode liée à l'érosion spécifique qui donne un volume proche de la moyen et la plus utiliser Algérie , donc le volume mort de barrage de Berkeche est

$$V_m = 0,81 \text{ Hm}^3$$

**IV .5.Calcul du volume utile :**

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

- ✓ L'apport annuel A<sub>80%</sub>,
- ✓ La consommation totale,

▼ Le volume mort de la retenue,

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "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,

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois de Mars,

Les calculs se font comme suit :  $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$  ,

Avec :

$V_{rf}$  : Volume de remplissage final

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

**IV .5 . 1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:**

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

Du **tableau I.26** on a :

$$V_s = 4,154 \text{ Mm}^3,$$

$$V_d = 3,814 \text{ Mm}^3,$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps,

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 3,814 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (1,29)$$

$$\text{D'où : } V_{NNR} = 4,624 \text{ Mm}^3$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale 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 :

- **1<sup>ère</sup> 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 se 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.

- **2<sup>ème</sup> Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

**Tableau. I. 27:** Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Mois	W(Mm <sup>3</sup> )	U(Mm <sup>3</sup> )	(W-U)	1 <sup>ère</sup> Consigne			2 <sup>ème</sup> Consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
				0.810				0.81	0.35
Nov	0,744	0	0.744	1.554	1.554		0.470	3.300	
Dec	0,655	0	0.651	2.209	2.209		1.214	4.540	
Jan	1,085	0	1.085	3.294	3.294		1.865	1.865	
Fév	0.768	0	0.767	4.062	4.062		2.950	2.949	
Mar	0.961	0.054	0.907	4.969	4.624	0.35	3.717	3.717	
Avr	0.280	0.378	-0.098	4.526	4.526		4.624	4.624	
Mai	0.282	0.720	-0.420	4.106	4.106		4.526	4.526	
Juin	0.185	0.918	-0.733	3.373	3.373		4.106	4.106	
Juil	0.155	1.134	-0.979	2.394	2.394		3.373	3.373	
Aout	0.160	0.972	-0.812	1.582	1.582		2.394	2.394	
Sep	0.175	0.648	-0.473	1.109	1.109		1.582	1.582	
Oct	0.295	0.594	-0.299	0.80	0.81		1.109	4.924	
Total	5.745	5.400	-3.94			0.35	0.80		0.35

Les graphes des consignes d'exploitation sont les suivant

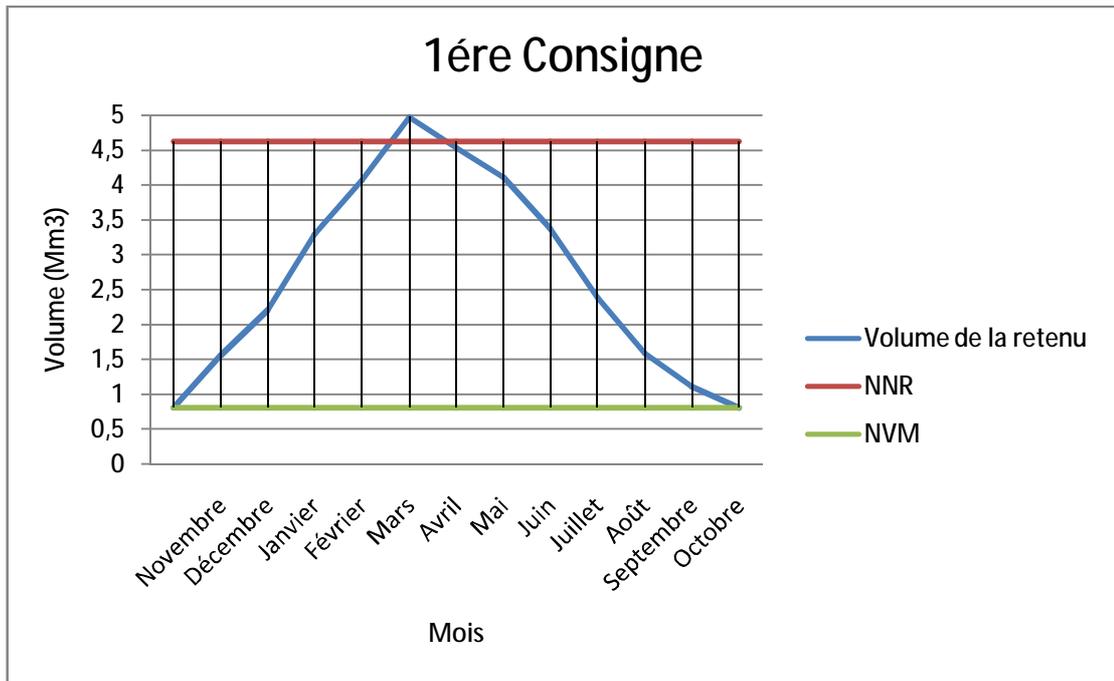


Figure1-26 : 1ère consigne d’exploitation

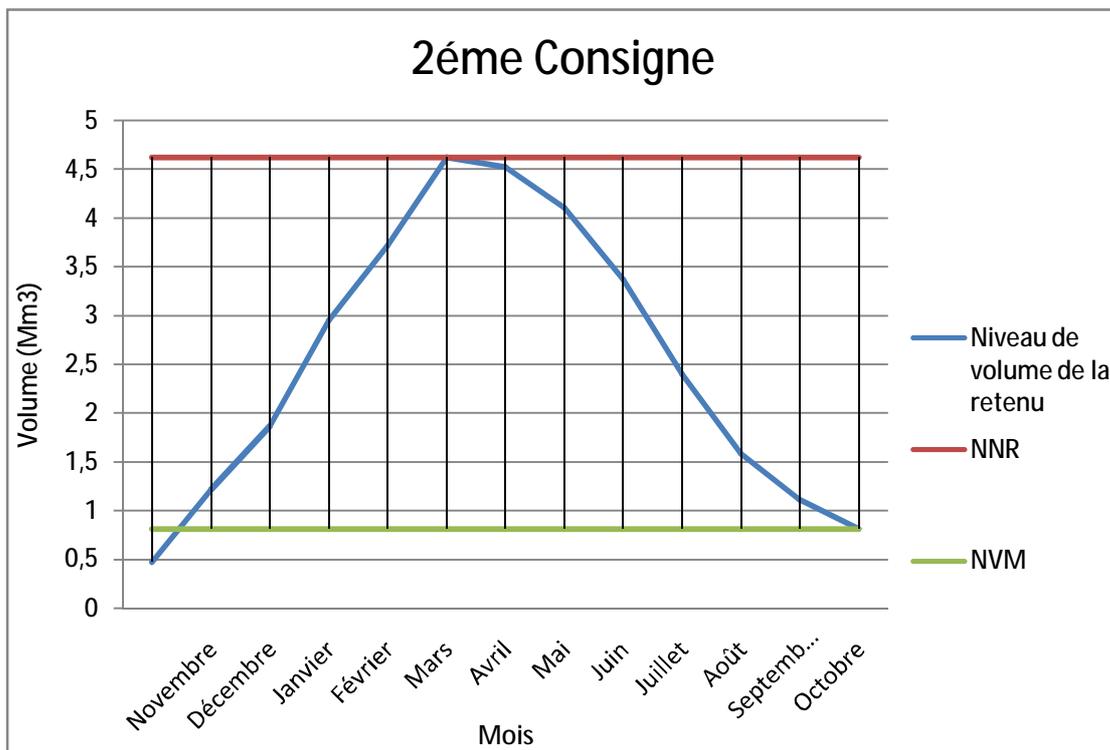


Figure- 2-26 : 2ème consigne d’exploitation

**IV .5 . 2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):**

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

**A) Pertes par évaporation :**

On a: 
$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots\dots\dots (1.30).$$

$V_{ep}$  : volume perdu à cause de l'évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{moy}$ ).

$V_{moy}$  : volume moyen 
$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \hat{u}.$$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

**B) Pertes par infiltration:**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (1.31)$$

$V_{inf}$  : volume perdu à cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.32.

$V_{moy}$  : volume moyen 
$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \hat{u}.$$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successives

**Tableau I.28:** valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		Année	Mois
<b>Sol a faible perméabilité</b>	<b>0 à 50</b>	<b>5 à 10</b>	<b>0,5 à 1,0</b>
<b>Sol à perméable moyenne</b>	<b>50 à 100</b>	<b>10 à 20</b>	<b>1 à 1,5</b>
<b>Sol a forte perméabilité</b>	<b>&gt;100 à 200</b>	<b>&gt;20 à 40</b>	<b>&gt;1,5 à 3,0</b>

$\delta=0,5$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau I.29 suivant :

**Tableau I.29 : Les volumes des pertes dans la retenue :**

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	Evp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	P (m3)
Novembre	1,52	0,06	53	0,00318	0,0076	0,0108
Décembre	2,13	0,07	43	0,00301	0,01065	0,0137
Janvier	3,21	0,11	51	0,00561	0,01605	0,0217
Février	4,02	0,18	60	0,0108	0,0201	0,0309
Mars	4,964	0,27	95	0,02565	0,02482	0,0505
Avril	4,48	0,24	118	0,02832	0,0224	0,0507
Mai	4,01	0,21	142	0,02982	0,02005	0,0499
Juin	3,35	0,15	161	0,02415	0,01675	0,0409
Juillet.	2,27	0,07	180	0,0126	0,01135	0,024
Août	1,51	0,08	170	0,0136	0,00755	0,0212
Septembre	0,93	0,06	121	0,00726	0,00465	0,0119
Octobre	0,81	0,04	75	0,003	0,00405	0,0071
Total			1194	0,164	0,16197	0,33302

La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes est montrée dans le

**tableau I-30,**

**IV .5 . 3 Estimation de l'erreur :**

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$V_u$  : volume utile sans tenir compte des pertes.

$V'_u$  : volume utile en tenant compte des pertes.

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (1.32)$$

Si cette condition ( $1\% < \varepsilon < 2\%$ ) n'est pas vérifié on doit faire des itérations.

$$V'_u = 4,02 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_u = 3,94 \text{ Mm}^3.$$

Donc :  $\zeta = 1,98$  c.à.d. la condition est vérifié et En prend  $V_u = 4,02 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue est:  $V_{NNR} = V_M + V_U$

$$V_{NNR} = 4,83 \text{ Mm}^3$$

**Tableau I-30 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :**

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes									
Mois	W(Mm <sup>3</sup> )	U+ Π (Mm <sup>3</sup> )	W- (U+ Π) (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> Consigne			2 <sup>ème</sup> Consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
				0.81			-0.012	0.81	0.012
Nov	0.744	0.0107	0.733	1.54	1.54322		0.7980	0.79802	
Oct	0.655	0.0136	0.641	2.18	2.18456		1.5312	1.53124	
Dec	1.085	0.0216	1.063	3.25	3.2479		2.1725	2.17258	
Jan	0.768	0.0309	0.737	3.99	3.985		3.2359	3.23592	
Fév	0.961	0.1044	0.857	4.84	4.830	-0.012	3.9730	3.973	
Mar	0.280	0.4287	-0.149	4.68	4.620		4.8295	4.830	
Avr	0.282	0.7518	-0.470	4.2	4.21096		4.6808	4.68083	
Mai	0.185	0.9589	-0.774	3.44	3.43411		4.2109	4.21096	
Juin	0.155	1.1579	-1.003	2.43	2.43411		3.4341	3.43706	
Juil	0.160	0.9931	-0.833	1.60	1.60096		2.4341	2.4311	
Aout	0.175	0.6599	-0.485	1.12	1.11605		1.6009	1.60096	
Sep	0.295	0.6010	-0.306	0.81	3.3		1.1160	4.19	
Total	5.745	5.7330	V <sub>NNR</sub>	4.83			0.81		0.012

**IV .5 . 6. La Régularisation Interannuelle :**

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches,

Le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années, il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle.

Il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite :

- 1- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:
- 2- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaizé:

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

**Méthode de KRISTEKLY MENKEL pour le calcul du volume utile:**

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{upa} = (B_s + B_{int}) W_0 \dots \dots \dots (1-33)$$

Avec :  $B_s$  : Composante saisonnière du volume utile.

$B_{int}$  : Composante pluriannuelle du volume utile.

$W_0$  : Apport moyen interannuel.

On a :  $B_s . W_0$  = volume utile saisonnière = 4.02Mm3.

$$B_{int} = (\alpha - K_p^n) n = \max \{ \alpha - (F_p C_v + 1) \} \dots \dots \dots (1-34)$$

Avec  $K_p^n$ : coefficient de débit pour n années de régularisation.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau I-31.

**Le tableau I-31.** Coefficient de débit pour n années de régularisation.

n	n <sup>0.5</sup>	Cv	Cs	F80%	KP=CV.FP+1	Zp = (α-kp)n	
						0.7	0.9
1	1	0.428	1.36	-0.837	0.642	0.058	0.258
2	1.414	0.303	0.962	-0.85	0.742	-0.084	0.316
3	1.732	0.247	0.785	-0.85	0.790	-0.27	0.33
4	2	0.214	0.680	-0.85	0.818	-0.472	0.328
5	2.236	0.191	0.608	-0.85	0.838	-0.69	0.31
6	2.449	0.175	0.555	-0.85	0.851	-0.906	0.294
7	2.645	0.162	0.514	-0.85	0.862	-1.134	0.266

Donc  $B_{int} = 0.33$

$$V_{upa} = (B_s + B_{int}) W_0 = (0.97 + 0.33) . 4.12 = 5.35 \text{ Mm}^3$$

$$V_{upa} = 5.35 \text{ Mm}^3$$

**IV .6.Laminage des crues :**

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

$$Q.dt = q . dt + S . dh \dots \dots \dots (1.35)$$

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant **t** est :  $Q-q= S.dh/dt.....(1.36)$

Ou :

dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Katherine, et celle de Hildenblat qui sont des méthodes grapho-analytique

Généralement la méthode de HILDENBLAT et la méthode step by step sont utilisées dans les grands barrages c'est pour cela qu'on opter pour la méthode de KOTCHERINE qui est détaillé par la suite

**1) La méthode de Hildenblat :**

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

§ Hydrogramme de crue fréquentiel :  $Q_{p\%}=f(t)$ .

§ Courbe des volumes d'eau dans la retenue :  $V=f(H)$ .

§ Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{maxp\%} = 0.85 Q_{p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right) ..... (1.37)$$

Avec :

$V_{cp\%}$  : Volume de la crue de probabilité P%.

$V_f$ : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

$$V_f = (0.05 \div 0.2)V_{cp\%} ..... (1.38)$$

Le volume de la crue est égal au produit de chaque débit Q par l'intervalle de temps 1h=3600s :

$$V_{cp\%} = 10,41 \text{ Mm}$$

Donc le volume forcé sera :

$$V_f = 0,12 \times 10,4 = 1,25 \text{ Mm}^3$$

Maintenant on a les valeurs des paramètres  $V_f$ ,  $V_{cp\%}$ , et  $Q_{p\%}$ , on peut calculer le débit maximum à évacuer  $q_{\max p\%}$ .

$$q_{\max p\%} = 0.85 \times 203 \times \left(1 - \frac{1,25}{10,41}\right) = 151,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{\max p\%} = 151,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume au dessous de la cote NPHE est :

$$V_{NPHE} = V_{NVM} + V_U + V_f \dots\dots\dots (1.39)$$

Application numérique :

$$V_{NPHE} = 0,81 + 3,88 + 1,25 = 5,95 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NPHE} = 5,95 \text{ Mm}^3$$

La charge maximale déversant  $h_d$

$$h_d = \nabla NPHE - \nabla NNR = 286,3 - 284 = 2,3 \text{ m}$$

$$h_d = 2,3 \text{ m}$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante :

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g} \dots\dots\dots (1.40)$$

Avec :

$m$  : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

$b$  : Largeur du déversoir

$h_d$  : Charge sur le déversoir.

$$D'où : b = \frac{q_{\max p\%}}{m h_d^{3/2} \sqrt{2g}}$$

Application numérique :

$$b = \frac{151,83}{0.49 \times 2,3^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9.81}} = 20 \text{ m} \qquad \text{On prend : } b = 20\text{m}$$

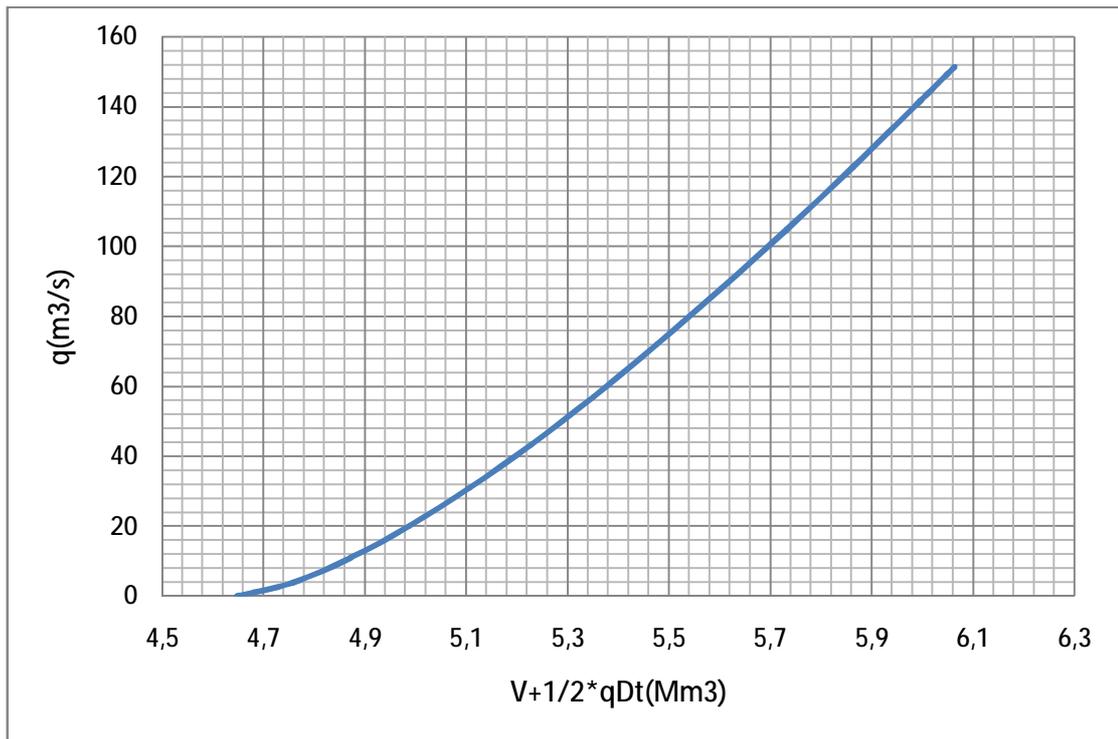
Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f(V + \frac{1}{2}q \Delta t) \dots\dots\dots (1.41)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (I.32) : Volumes et débits déversant.**

$H_d$ (m)	$q$ (m <sup>3</sup> /s)	$\frac{1}{2}q\Delta t$ (Mm <sup>3</sup> )	$V$ (Mm <sup>3</sup> )	$V + \frac{1}{2}q\Delta t$ (Mm <sup>3</sup> )
0	0	0,00	4,70	4,70
0,2	3,88	0,003	4,71	4,71
0,4	10,98	0,01	4,82	4,82
0,6	20,17	0,01	4,93	4,94
0,8	31,06	0,02	5,05	5,06
1	43,41	0,03	5,16	5,18
1,2	57,06	0,04	5,28	5,30
1,4	71,91	0,05	5,40	5,43
1,6	87,85	0,06	5,52	5,55
1,8	104,83	0,07	5,64	5,68
2	122,78	0,09	5,77	5,81
2,2	141,65	0,10	5,90	5,95
2,3	151,41	0,11	5,96	6,01



**Figure. I.27:** Courbe des débits déversant

Disposant de courbes suivantes, on procède au laminage proprement dit :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = f(t) \\ V = f(H) \\ V = f\left(V + \frac{1}{2}q\Delta t\right) \end{array} \right.$$

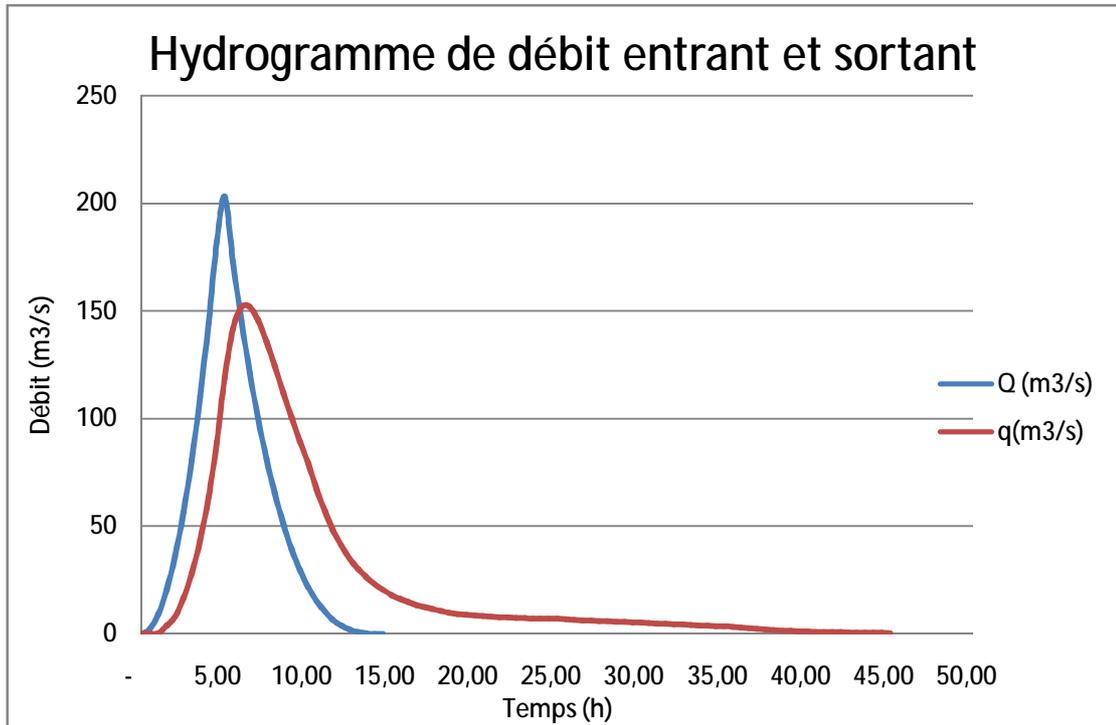
Le tableau suivant représenté les résultats de laminage par la méthode Hildenblat

**Tableau I-33:** calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT

Tps (heures)	Tps (heures)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> -q (m <sup>3</sup> /s)	(Q <sub>moy</sub> -q)Δt (Mm <sup>3</sup> )	V+1/2 qΔt (Mm <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
-	0,00	0	1,13	1,13	0,00	4,70	0,00
0,50	1800,00	2,25	5,63	5,50	0,01	4,70	0,13
1,00	3600,00	9	14,62	14,37	0,03	4,71	0,25
1,50	5400,00	20,24	28,12	24,42	0,04	4,74	3,70
2,00	7200,00	35,99	46,11	38,10	0,07	4,79	8,01
2,50	9000,00	56,23	68,61	52,08	0,09	4,89	16,52
3,00	10800,00	80,98	95,60	67,58	0,12	5,02	28,02
3,50	12600,00	110,22	127,09	83,72	0,15	5,17	43,37
4,00	14400,00	143,96	163,08	99,58	0,18	5,36	63,49
4,50	16200,00	182,19	192,60	103,30	0,19	5,57	89,30
5,00	18000,00	203	187,80	69,00	0,12	5,79	118,80
5,50	19800,00	172,6	159,01	17,20	0,03	5,95	141,80
6,00	21600,00	145,41	133,32	-18,32	-0,03	6,01	151,64
6,50	23400,00	121,23	110,56	-41,16	-0,07	6,01	151,72
7,00	25200,00	99,89	90,55	-54,95	-0,10	5,97	145,50
7,50	27000,00	81,21	73,12	-62,56	-0,11	5,91	135,67
8,00	28800,00	65,02	58,08	-66,06	-0,12	5,83	124,14
8,50	30600,00	51,14	45,27	-66,80	-0,12	5,74	112,06
9,00	32400,00	39,39	34,50	-65,80	-0,12	5,65	100,30
9,50	34200,00	29,6	25,59	-63,63	-0,11	5,57	89,22
10,00	36000,00	21,58	18,37	-60,70	-0,11	5,49	79,07
10,50	37800,00	15,15	12,65	-54,34	-0,10	5,39	66,99
11,00	39600,00	10,15	8,27	-48,54	-0,09	5,30	56,81
11,50	41400,00	6,39	5,05	-43,19	-0,08	5,22	48,23
12,00	43200,00	3,7	2,80	-38,22	-0,07	5,15	41,02
12,50	45000,00	1,89	1,35	-33,63	-0,06	5,09	34,97
13,00	46800,00	0,8	0,52	-29,68	-0,05	5,04	30,20
13,50	48600,00	0,24	0,14	-26,10	-0,05	5,00	26,23
14,00	50400,00	0,03	0,02	-22,94	-0,04	4,96	22,96
14,50	52200,00	0	0,00	-20,26	-0,04	4,93	20,26
15,00	54000,00	0	0,00	-18,05	-0,03	4,91	18,05
15,50	55800,00	0	0,00	-16,21	-0,03	4,88	16,21
16,00	57600,00	0	0,00	-14,68	-0,03	4,87	14,68
16,50	59400,00	0	0,00	-13,39	-0,02	4,85	13,39
17,00	61200,00	0	0,00	-12,32	-0,02	4,84	12,32
17,50	63000,00	0	0,00	-11,41	-0,02	4,83	11,41
18,00	64800,00	0	0,00	-10,64	-0,02	4,82	10,64
18,50	66600,00	0	0,00	-9,55	-0,02	4,83	9,55
19,00	68400,00	0	0,00	-9,11	-0,02	4,83	9,11

19,50	70200,00	0	0,00	-8,74	-0,02	4,82	8,74
20,00	72000,00	0	0,00	-8,41	-0,02	4,82	8,41
20,50	73800,00	0	0,00	-8,13	-0,01	4,81	8,13
21,00	75600,00	0	0,00	-7,88	-0,01	4,81	7,88
21,50	77400,00	0	0,00	-7,67	-0,01	4,81	7,67
22,00	79200,00	0	0,00	-7,48	-0,01	4,80	7,48
22,50	81000,00	0	0,00	-7,32	-0,01	4,80	7,32
23,00	82800,00	0	0,00	-7,18	-0,01	4,80	7,18
23,50	84600,00	0	0,00	-7,11	-0,01	4,80	7,11
24,00	86400,00	0	0,00	-7,05	-0,01	4,80	7,05
24,50	88200,00	0	0,00	-7,03	-0,01	4,80	7,03
25,00	90000,00	0	0,00	-6,98	-0,01	4,80	6,98
25,50	91800,00	0	0,00	-6,69	-0,01	4,79	6,69
26,00	93600,00	0	0,00	-6,44	-0,01	4,79	6,44
26,50	95400,00	0	0,00	-6,21	-0,01	4,79	6,21
27,00	97200,00	0	0,00	-6,02	-0,01	4,78	6,02
27,50	99000,00	0	0,00	-5,85	-0,01	4,78	5,85
28,00	100800,00	0	0,00	-5,70	-0,01	4,78	5,70
28,50	102600,00	0	0,00	-5,57	-0,01	4,78	5,57
29,00	104400,00	0	0,00	-5,46	-0,01	4,77	5,46
29,50	106200,00	0	0,00	-5,36	-0,01	4,77	5,36
30,00	108000,00	0	0,00	-5,27	-0,01	4,77	5,27
30,50	109800,00	0	0,00	-5,01	-0,01	4,77	5,01
31,00	111600,00	0	0,00	-4,77	-0,01	4,76	4,77
31,50	113400,00	0	0,00	-4,57	-0,01	4,76	4,57
32,00	115200,00	0	0,00	-4,39	-0,01	4,76	4,39
32,50	117000,00	0	0,00	-4,24	-0,01	4,76	4,24
33,00	118800,00	0	0,00	-4,01	-0,01	4,75	4,01
33,50	120600,00	0	0,00	-3,80	-0,01	4,75	3,80
34,00	122400,00	0	0,00	-3,63	-0,01	4,75	3,63
34,50	124200,00	0	0,00	-3,47	-0,01	4,74	3,47
35,00	126000,00	0	0,00	-3,34	-0,01	4,74	3,34
35,50	127800,00	0	0,00	-3,22	-0,01	4,74	3,22
36,00	129600,00	0	0,00	-2,83	-0,01	4,74	2,83
36,50	131400,00	0	0,00	-2,50	0,00	4,73	2,50
37,00	133200,00	0	0,00	-2,21	0,00	4,73	2,21
37,50	135000,00	0	0,00	-1,95	0,00	4,72	1,95
38,00	136800,00	0	0,00	-1,72	0,00	4,72	1,72
38,50	138600,00	0	0,00	-1,52	0,00	4,72	1,52
39,00	140400,00	0	0,00	-1,35	0,00	4,71	1,35
39,50	142200,00	0	0,00	-1,19	0,00	4,71	1,19
40,00	144000,00	0	0,00	-1,06	0,00	4,71	1,06
40,50	145800,00	0	0,00	-0,94	0,00	4,71	0,94
41,00	147600,00	0	0,00	-0,83	0,00	4,70	0,83

41,50	149400,00	0	0,00	-0,73	0,00	4,70	0,73
42,00	151200,00	0	0,00	-0,65	0,00	4,70	0,65
42,50	153000,00	0	0,00	-0,58	0,00	4,70	0,58
43,00	154800,00	0	0,00	-0,51	0,00	4,70	0,51
43,50	156600,00	0	0,00	-0,45	0,00	4,70	0,45
44,00	158400,00	0	0,00	-0,40	0,00	4,70	0,40
44,50	160200,00	0	0,00	-0,36	0,00	4,70	0,36
45,00	162000,00	0	0,00	-0,32	0,00	4,70	0,32
45,50	163800,00	0	0,00	-0,28	0,00	4,70	0,28
46,00	165600,00	0	0,00	-0,25	0,00	4,69	0,25
46,50	167400,00	0	0,00	-0,22	0,00	4,69	0,22
47,00	169200,00	0	0,00	-0,20	0,00	4,69	0,20
47,50	171000,00	0	0,00	-0,17	0,00	4,69	0,17
48,00	172800,00	0	0,00	-0,15	0,00	4,69	0,15
48,50	174600,00	0	0,00	-0,14	0,00	4,69	0,14
49,00	176400,00	0	0,00	-0,12	0,00	4,69	0,12
49,50	178200,00	0	0,00	-0,11	0,00	4,69	0,11
50,00	180000,00	0	0,00	-0,10	0,00	4,69	0,10
50,50	181800,00	0	0,00	-0,08	0,00	4,69	0,08
51,00	183600,00	0	0,00	-0,08	0,00	4,69	0,08
51,50	185400,00	0	0,00	-0,07	0,00	4,69	0,07
52,00	187200,00	0	0,00	-0,06	0,00	4,69	0,06
52,50	189000,00	0	0,00	-0,05	0,00	4,69	0,05
53,00	190800,00	0	0,00	-0,05	0,00	4,69	0,05
53,50	192600,00	0	0,00	-0,04	0,00	4,69	0,04
54,00	194400,00	0	0,00	-0,04	0,00	4,69	0,04
54,50	196200,00	0	0,00	-0,03	0,00	4,69	0,03
55,00	198000,00	0	0,00	-0,03	0,00	4,69	0,03
55,50	199800,00	0	0,00	-0,03	0,00	4,69	0,03
56,00	201600,00	0	0,00	-0,02	0,00	4,69	0,02
56,50	203400,00	0	0,00	-0,02	0,00	4,69	0,02
57,00	205200,00	0	0,00	-0,02	0,00	4,69	0,02
57,50	207000,00	0	0,00	-0,02	0,00	4,69	0,02
58,00	208800,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
58,50	210600,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
59,00	212400,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
59,50	214200,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
60,00	216000,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
60,50	217800,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
61,00	219600,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
61,50	221400,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
62,00	223200,00	0	0,00	-0,01	0,00	4,69	0,01
62,50	225000,00	0	0,00	0,00	0,00	4,69	0,00



**Figure. I.28.** Hydrogramme des débits entrants et sortants.

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de Hildenblat sont suivant ;

- § La charge déversant :  $h_d = 2,3 \text{ m}$
- § La Largeur du déversoir :  $b_d = 20 \text{ m}$
- § débit de la crue max pour fréquence 0,1% :  $Q_{\max,0,1\%} = 203 \text{ m}^3/\text{s}$
- § débit de la crue max déversant pour fréquence 0,1% ;  $q_{\max,0,1\%} = 151,72 \text{ m}^3/\text{s}$
- § Temps de laminage de crue :  $T = 3 \text{ jours et } 13 \text{ heures}$

## 2) Méthode de KOTCHERINE :

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

1. l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).

4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

**1- Estimation du débit de crue laminée :**

Le volume stocké est exprime selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \frac{\alpha}{\epsilon} \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}}\right)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (1.40).$$

Où :

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

$V_C$  : le volume de la crue correspondant au  $Q_{\%}$  en  $m^3$ .

$Q_{\%}$  : le débit de la crue en  $m^3/s$

$q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduis le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q_{\%} \times \frac{\alpha}{\epsilon} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (1.41)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

**2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :**

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

$$q = m \times L \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots\dots\dots (1.42).$$

Où :

$m$  : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge  $H$ , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

$g$  : l'accélération de pesanteur; [ $g = 9,81m^2/s$ ];

$L$  : la largeur de déversoir [m],

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \times V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \times (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne ( $V_{\text{moy}}$ ) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \times (H + P)} \dots\dots\dots(1.43)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule et L compris entre 15 et 50 mètres.

$$q = m \times L \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \dots\dots\dots (1.44)$$

$$H_0 = H + \frac{a \times V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (1.45)$$

Ou :

$H_0$  : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de  $q_{\text{lam}}$ . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

Les graphiques de la figure sont accordés a la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

**Procédé de calcul :**

- § Les différentes valeurs des lames d'eau  $H_d$
- § Définir la cote  $PHE = NNR + H_d$
- § A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume  $V_{PHE}$  relatif à chaque cote de PHE.
- § Définir le volume en charge pour chaque lame tel que :  $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$ .
- § Définir le volume de la crue pour l'Hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

**Tableau. I.34 :** Données initiales

<b>Données initiales</b>	
g	9,81 m <sup>2</sup> /s
α	1
Q <sub>0,1%</sub>	203 m <sup>3</sup> /s
V <sub>crue 1%</sub>	10,41Mm <sup>3</sup>
m	0,49

Tous les calculs et résultats sont illustrés ci après :

**Tableau (I.34) :** Calcul du débit déversant pour différents largeurs b et la charge  $H_d$ .

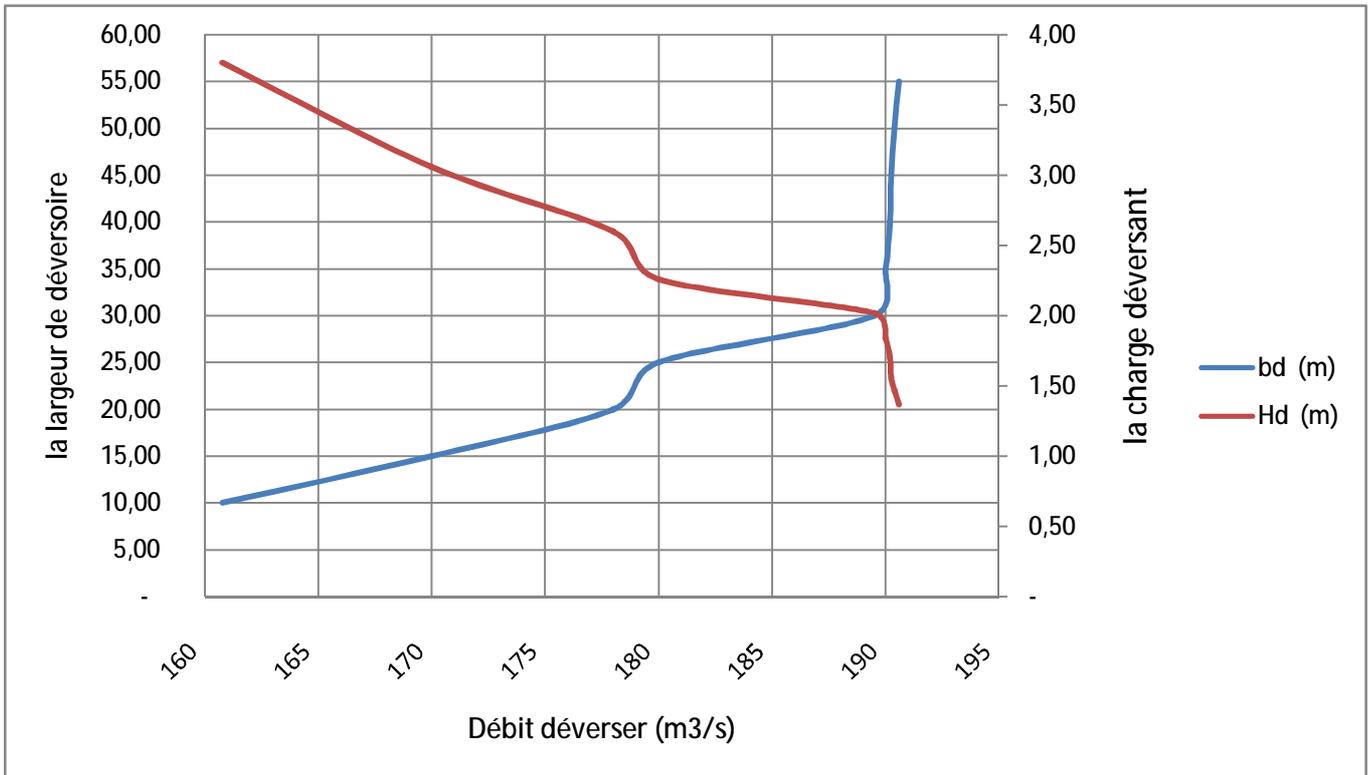
Traiter par la méthode de KOTCHERINE est (Dans l'annexe I -Tableau I-34)

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de Kotcherine sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau .I.35:** Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine :

$b_d$ (m)	$H_d$ (m)	▼NPHE (mNGA)	$V_f$ (Mm <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
10,00	3,80	287,80	2,27	160,77
15,00	3,06	287,06	1,76	170,00
20,00	2,60	286,60	1,45	178,00
25,00	2,26	286,26	1,23	180,00
30,00	2,02	286,02	1,08	189,50
35,00	1,84	285,84	0,97	190,00
40,00	1,70	285,70	0,88	190,20
45,00	1,56	285,56	0,80	190,25
50,00	1,47	285,47	0,74	190,40
55,00	1,37	285,37	0,68	190,60

On utilise les résultats de cette méthode pour tracer une courbe permet de voir la variation de débit en fonction de la charge déversant et la largeur de déversoir,



**Figure I-29** : La variation de la charge et la largeur en fonction de débit .

D’après le graphe I-29 en remarque que à partir de point  $b_d=30m$  et  $H_d =2 m$  la variation de deviner très faible et par contre la variation de la charge et la largeur ils subissent des variations important,

**3) Méthode STEP BY STEP:**

1-Données de base:

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

**2- Principe de la méthode :**

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

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

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots (1.46)$$

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

**Le débit sortant :**  $Q_{sortie} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (1.47)$

Où ;  $m$  : Coefficient de débit;

$b$  : Largeur de déversoir

$h$  : Hauteur d'eau sur le déversoir.

**Le volume sortant :**

$$V_{sorte} = Q_{sort} \cdot \Delta t \dots\dots\dots (1.48)$$

Ou :  $\Delta t$  : pas de temps.

**Le volume dans la retenue :**

$$(V_{Retenue})_i = (V_{Retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_i \dots\dots\dots (1.49)$$

Les résultats des débits évacués maximum pour différentes largeurs dans l'annexe « I Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposée comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau I.33

**Tableau (I.37) :** Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.

b (m)	H (m)	▼NPHE (mNGA)	Vf(Mm <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
10	2,86	286,86	1,56	105,13
20	2,19	286,19	1,15	140,75
30	1,81	285,81	0,93	158,51
40	1,58	285,58	0,80	172,07
50	1,40	285,40	0,70	179,91

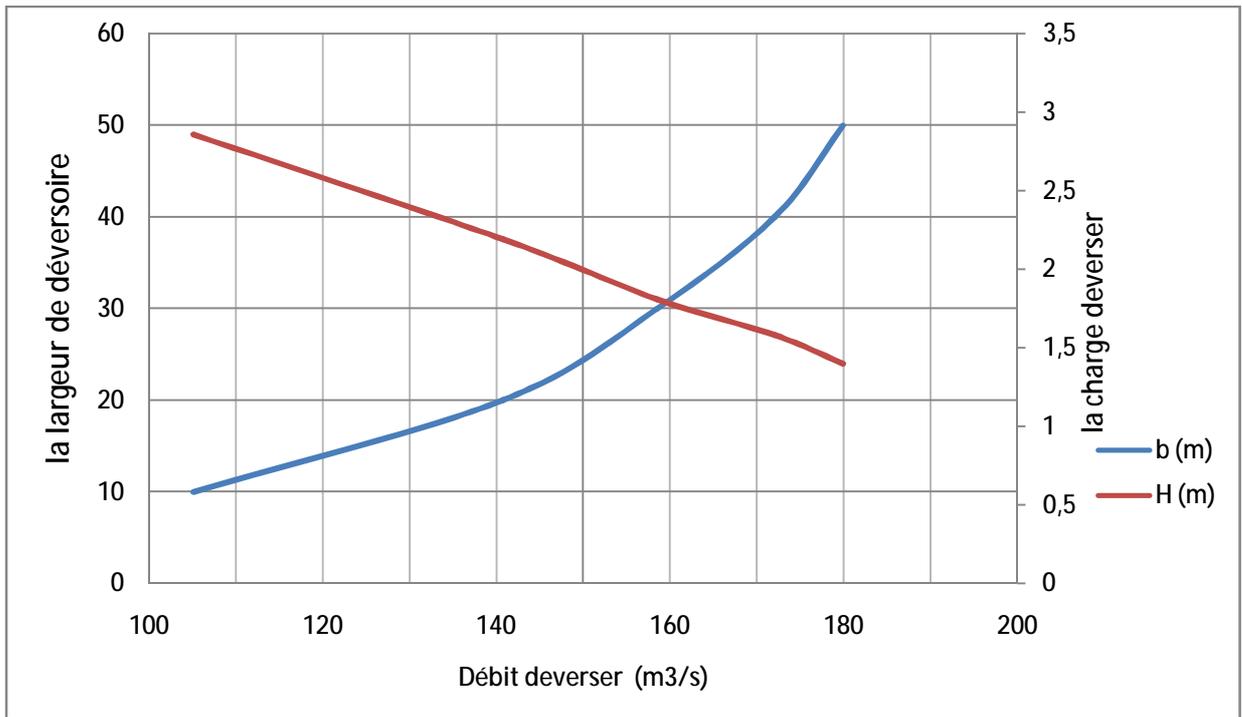


Figure -I-30: la variation de la charge et la largeur de déversoir

**Conclusion :**

Si en comparant les résultats des deux méthodes STEP BY STEP et Kotcherine, on peut dire que les deux méthodes sont très proches pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue. On utilise les résultats de la méthode **Kotcherine** et on prend la charge et la largeur de déversoir **2m** et **30m** respectivement pour un débit de **189m³ / s**

**Chapitre II**  
**Etude des variantes**  
**de l'évacuateur de crue**

**Introduction:**

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et à assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

**II 1. L'évacuateur de crues:**

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

**Ø 1.2. Différents types d'évacuateurs de crue:**

**<sup>a</sup> Evacuateur de crues en puits (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en 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 à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- 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 représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

**<sup>a</sup> Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente 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.

**<sup>a</sup> Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

**a Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

**1.3. Choix de l'évacuateur de crue:**

Prés de la moitié des cas de destruction des barrages en terre provient des submersions dues à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération topographie, géologie, fonctionnement, Réalisation : dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.

**1.4. Type d'évacuateur de crue**

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le **Tableau II.1.4**

**Le Tableau II.1.4.** Les types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de crue	Commentaires
Déversoir latéral.	-
Déversoir frontal.	Pour un barrage de taille réduite, un coursier d'évacuateur demanderait une très grande excavation dans le flanc gauche ainsi qu'un grand coursier.
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe.	Réduira la largeur du coursier d'évacuateur.
Evacuateur en puits.	Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

**Etude de la première variante :**

**II .2. Evacuateur latéral**

**2.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :**

a) L'évacuateur de crue de surface latéral situé sur la rive gauche constitué en général des éléments suivants :

- ▼ Un déversoir latéral
- ▼ Une section de transition
- ▼ Un coursier qui constitué de deux tronçons (AB) et (BC)
- ▼ Un bassin de dissipation

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on est besoins des données suivantes :

- Le débit maximum à évacuer :  $q_{\max 0.1\%} = 189 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $b = 30\text{m}$ .
- Profil en long du barrage : Le barrage de Berkèche est en remblai à noyau argileux
- Profil en long de l'évacuateur de crues

**On a:**

NNR = 285m.

$C_{Fa} = (Z_A) = 282 \text{ m}$ .

$C_{Fb} = (Z_B) = 278 \text{ m}$ .

$C_{Fc} = (Z_C) = 260\text{m}$ .

$L_1 = 10\text{m}$

$L_2 = 20\text{m}$     donc     $\frac{L_0}{L_c} = 1$     et     $\frac{L_1}{L_c} = 0.5$

$L_C = 20\text{m}$

**2.1.1. Calcul  $y_A$  (le tirant d'eau au point A) :**

$y_A = y_c$

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$F^2 = \frac{Q^2 \times B}{g \times S^3} = 1$  ..... (II-1)

La section d'écoulement est trapézoïdale

On a:

$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K$  ..... (II-2)

Avec :

$$\begin{cases} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots (II-3) \\ \sigma = \frac{K \times m}{b} \end{cases}$$

Application numérique :

$$\begin{cases} K = \sqrt[3]{\frac{189^2}{9.81 \times 30^2}} = 1.59 \\ \sigma = \frac{1.59 \times 1}{30} = 0.05 \end{cases}$$

$h_{cr} = 1.56m$
------------------

**La vitesse critique  $V_c$ :**

$$V_c = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_c^2 + b \times h_c} \dots\dots\dots (II-4)$$

Application numérique :

$$V_c = 3.84 \text{ m/s}$$

**L'énergie spécifique critique  $H_{SC}$  :**

$$H_{SC} = y_c + \frac{V_c^2}{2g} \dots\dots\dots (II-5)$$

Application numérique :

$H_{SC} = 2.31m$
------------------

**Calcul les paramètres  $y'_c$  et  $L'_c$  :**

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{SC} = 1.54m \dots\dots\dots (II-6)$$

$$L'_c = \frac{0.59Q}{(H_{SC})^{3/2}} = 31.77m \dots\dots\dots (II-7)$$

**Calcul de U :**

$$U = \frac{m \cdot y'_c}{L'_c} = 0.05 \dots\dots\dots (II-8)$$

- Calcul de  $Z_a$  :

On impose  $Z_a$  de façon que la condition  $Z_a < NNR + 2/3h - C_A$  soit vérifiée.

Avec :

$PE$  : La cote du plan d'eau.

$C_A$  : La cote du point A.

$$NNR + \frac{2}{3}h - C_A = 285 + \frac{2}{3}2 - 282 = 4.33m$$

On prend :  $Z_a < 4.36m$  (raison de sécurité).

$$Z_a = 3.5$$

$$\frac{Z_a}{y_c} = \frac{3.5}{1.54} = 2.27 \Rightarrow \text{À partir de l'abaque (annexe II.1.) on tire le rapport: } \frac{\Delta Z}{y_c} = 0.95$$

$$U = 0.08 \Rightarrow \Delta Z = 0.95 * 1.54 = 1.46m$$

**2.1.2. Calcul du tirant d'eau au point B :**

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale :  $j = 0.2 \Delta H$

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_S(B) = 0.8[H_S(A) + Z_A - Z_B] \dots\dots\dots (II-9)$$

Application numérique :

$$H_S(B) = 0.8(2.31 + 282 - 278) = 5.05m$$

$$H_S(B) = 5.05 m \quad \frac{q}{\sqrt{2g}} \frac{1}{b H_S(3/2)} = 0.12 \quad ; \quad \frac{Y_B}{H_S} = 0.13$$

$$H_S(B) = 5.05 m \xrightarrow{\text{Abaque (Annexe II-2)}} y_B = 0.65 m$$

$Y_B = 0.65m$
---------------

**2.1.3. Calcul du tirant d'eau au point C**

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale :  $j = 0.2 \Delta H$

Donc, la charge spécifique au point C s'exprime par :

$$H_S(c) = 0.8[H_S(B) + Z_B - Z_C] \dots\dots\dots (II-10)$$

Application numérique :

$$H_S(c) = 0.8(5.05 + 278 - 260) = 18.44m$$

$$H_S(c) = 18.44m \quad \frac{q}{\sqrt{2g}} \frac{1}{b H_S(3/2)} = 0.02 \quad ; \quad \frac{Y_c}{H_S} = 0.02$$

$$H_S(c) = 18.44m \xrightarrow{\text{Abaque (annexe II.2.)}} y_c = 0.36 m$$

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_c = \frac{Q}{S_c} = \frac{Q}{y_c \cdot L_c} = \frac{189}{0.36 \cdot 30} = 17.50 \text{ m/s} \dots\dots\dots \text{(II-11)} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times h_2}} = \frac{17.5}{\sqrt{9.81 \cdot 0.36}} = 9.36 \dots\dots\dots \text{(II-12)} \end{array} \right.$$

**2.1.4. Choix du bassin de dissipation :**

On a :

$$\left. \begin{array}{l} F > 4.5 \\ V > 15 \text{ m/s} \end{array} \right\} \text{ D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » on choisi un bassin de type III}$$

**Calcul le tirant d'eau aval  $y_2$  :**

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe II.3.), le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 12 \Rightarrow y_2 = 12 \times y_1 = 4.32 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(II-13)} \quad \boxed{y_2 = 4.5\text{m}}$$

- Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 4.10 \Rightarrow L = 4.10 \times y_2 = 18.45 \text{ m} \dots\dots\dots \text{(II-14)}$$

$$\boxed{L = 18.50\text{m}}$$

On prend :  $L = 18.50\text{m}$

**Calcul des dimensions des blocs de chute :**

$Y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut.

$Y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut.

$L$  : Longueur du ressaut.

- Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.36 \text{ m}$$

Avec  $h_1$  : La hauteur du bloc de chute,

$a_1$  : L'épaisseur du bloc de chute,

$e_1$  : L'espace entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{30}{0.36 \cdot 2} = 42 \text{ blocs}$$

- Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0.2 y_2 = 0.90m$$

$$a_2 = 0.15 y_2 = 0.68m$$

$$e_2 = 0.15 y_2 = 0.68m$$

Avec :

$h_2$  : La hauteur du seuil denté,

$a_2$  : L'épaisseur du seuil denté,

$e_2$  : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Le nombre des seuils dentés} = \frac{30}{0.68 \times 2} = 22 \text{ seuils dentés}$$

**2.1.5. Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

On a :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots\dots\dots \text{(II-15)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots \text{(II-16)} \\ \sigma = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots \text{(II-17)} \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{189^2}{9.81 \times 30^2}} = 1.59 \\ \sigma = \frac{1.59 \times 1}{30} = 0.05 \end{array} \right.$$

$$\boxed{h_{cr} = 1.56m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c \dots\dots\dots \text{(II-18)}$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots \text{(II-19)}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \dots\dots\dots (II-20)$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots (II-21)$$

Application numérique :

$$S_{cr} = 1 \times 1.56^2 + 30 \times 1.56 = 49.23 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 30 + 1.56 \times \sqrt{1 + 1^2} = 32.21 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{49.23}{32.21} = 1.53 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.015} \times 1.53^{1/6} = 71.36$$

$$\text{D'où : } I_{cr} = \frac{189^2}{49.23^2 \times 71.36^2 \times 1.53} = 0.0017 \text{ m/m}$$

$$I_{cr} = 0.0018$$

**La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est donnée par la formule suivante :

$$Q = S C \sqrt{R I} \dots\dots\dots (II-22)$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{I}} = (h^2 + 30h)^{5/3} / (30 + \sqrt{2} h)^{2/3}$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{I}} = 8.10$$

La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentées dans **le tableau 2.1.5.1.**

**Tableau II .2.1.5.1.**Les itérations :

<b>h</b>	$\frac{nQ}{\sqrt{I}}$
1.95	95.25
0.80	21.12
0.50	9.61
0.40	6.62
0.45	8.05
0.46	8.36

**Donc la profondeur normale est 0.45m**

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{189}{1 \times 0.45^2 + 30 \times 0.45} = 13.80 \text{ m/s} \dots\dots\dots (II-23)$$

**Tableau II. 2.1.5.2 : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.**

La hauteur critique	1.56m
La Pente critique	0.0018m/m
La profondeur normale	0.45m
Vitesse dans le canal	13.80m/s

**2.1.6. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :**

Les murs bajoyers assurent l’acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l’aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir

**Chenal d’écoulement :**

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d’écoulement atteint la crête du barrage. D’après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue :  $NNR = 285m$

Le niveau des plus hautes eaux :  $NPHE = 287m$

Si on prend pour la revanche une valeur de  $R = 2m$  on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 4m. \dots\dots\dots (II-24)$$

On prend  $H = 4m$

**Le coursier :**

- Hauteur du mur au début du coursier  $h_m$  :

$$h_m = h + r \dots\dots\dots (II-25)$$

Avec  $h$  : Le tirant d’eau

$r$  : La revanche donnée par la formule suivante :

$$r = 0.61 + 0.14 V^{1/3} \dots\dots\dots (II-26)$$

$V$  : est la vitesse d’écoulement

Au début du coursier.

$$r = 0.61 + 0.14 \times 3.84^{1/3} = 0.83m$$

$$h_m = 0.83 + 1.56 = 2.40m$$

A la fin du premier tronçon

$$V_B = \frac{189}{0.65 \times 30} = 9.70m/s$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 9.70^{1/3} = 0.90m$$

$$h_m = 0.90 + 0.65 = 1.55m$$

Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$V_c = 17.50\text{m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 17.50^{1/3} = 0.97\text{m}$$

$$h_m = 0.36 + 0.97 = 1.33\text{m}$$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend une hauteur constante le long du coursier égale à 3m.

**Le bassin de dissipation :**

$$V = 17.5\text{m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 17.5^{1/3} = 0.97\text{m}$$

$$h_m = 0.97 + 4.5 = m \qquad \text{On prend} \qquad h_m = 5.50\text{m}$$

**2.1.7. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :**

**Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

■  $\frac{b}{h} < (10 - 12) \dots\dots\dots(1)$

■  $F_R^2 < 40 \dots\dots\dots (2)$

Avec :

$b$  : Largeur du coursier,

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$F$  : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{30}{1.56} = 19.23 < (10:12) \\ F^2 = 87.60 > 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées. C'est-à-dire, il y aura un risque d'apparition des vagues roulante mais il n'y aura pas un risque de débordement car le mur bajoyer dans le coursier est dimensionné avec un facteur de sécurité important.

**Etude de la deuxième variante**

**II .3. Evacuateur frontal :**

**3.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :**

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants : Il comprendra les éléments suivants

- ▼ Canal d'approche
- ▼ Déversoir frontal
- ▼ Chenal d'écoulement
- ▼ Convergent
- ▼ Coursier
- ▼ Bassin de dissipation

NB

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues on utilise les même donnés que l'évacuateur latéral.

**3.1.1. Canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif permet de guider l'écoulement calmement vers le seuil du déversoir.

La vitesse d'approche ( $V_a$ ) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.  $V_a$  est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V_a = \frac{Q_{\max 0.1\%}}{S_c} \dots\dots\dots (II-27)$$

$V_a$  : La vitesse d'approche en m/s ;

$Q_{\max 0.1\%}$  : Le débit maximal à évacué =  $189m^3/s$  ;

$S_c$  : La section du canal (une section rectangulaire) =  $b \cdot h + m \cdot h^2 \dots (II-28)$

$b$  : Largeur du déversoir en m ;

$m = 1$ (D'après l'annexe **II.4**)

$$h = H + P = 2 + 3 = 5 \text{ m} \text{ (P est la hauteur de pelle et H est la charge). } \frac{P}{H} = 1.4 \text{ } ^{(1)}$$

$$\text{Application numérique : } V_a = \frac{189}{30 \cdot 5 + 1 \cdot 5^2} = 1.08 \text{ m/s} \dots\dots\dots (II-29)$$

$V_a < V_{adm}$  Avec  $V_{adm} = 3.7 \text{ m/s}$  pour les grès, des grès marneux et des calcaires ; voir l'annexe II-4

<sup>(1)</sup> Design of Small Dams; 1987.Figure 9.23.

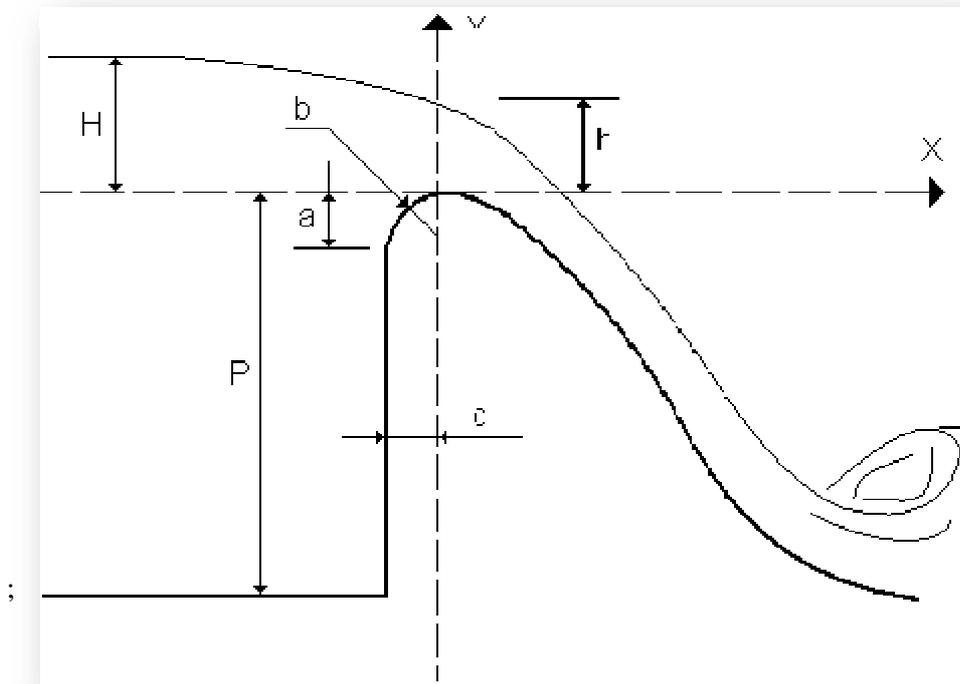
D'où, pas de risque d'affouillement et d'érosion.

**3.1.2. Le déversoir :**

Le déversoir à pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui à l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.



**Figure N°3.1.2.1 : Les paramètres du profil d'un déversoir**

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.12 \times H = 0.12 \times 2 = 0.24\text{m} \dots\dots\dots (\text{II-30}) \\ b = 0.4 \times H = 0.4 \times 2 = 0.80\text{m} \dots\dots\dots (\text{II-31}) \\ c = 0.3 \times H = 0.3 \times 2 = 0.60 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{II-32}) \end{array} \right.$$

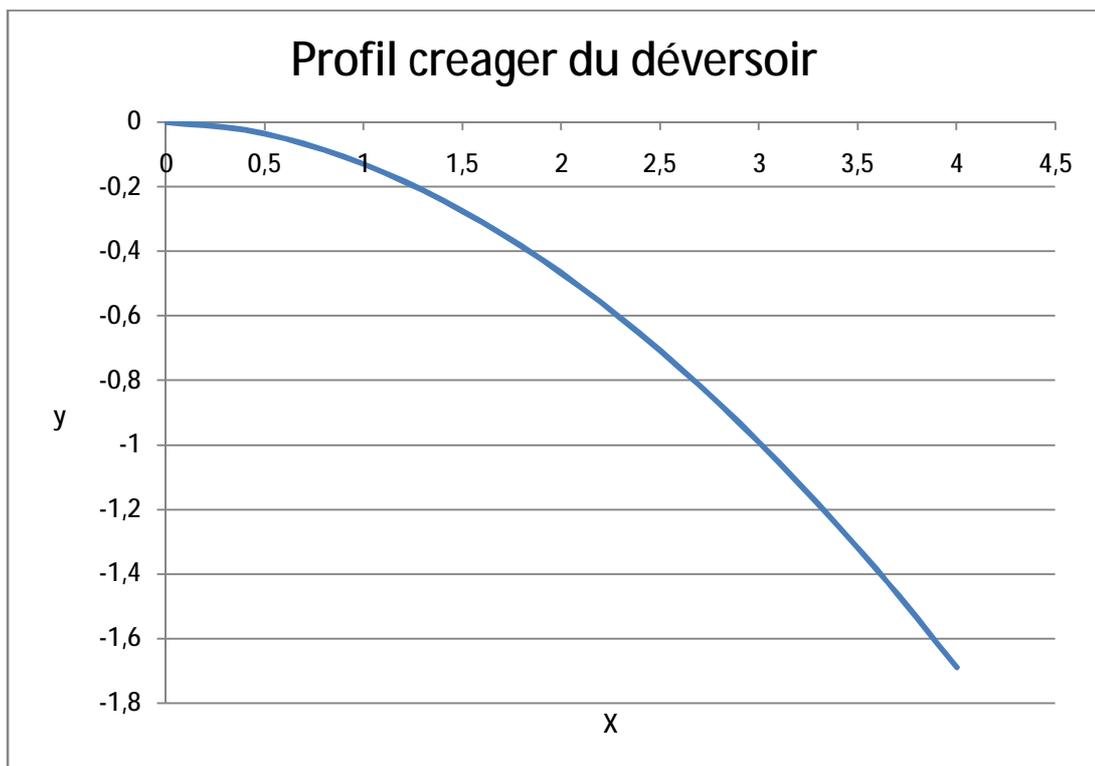
Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = -\frac{(x^{1.85})}{2 \times H^{1.85}} \cdot y = -0.13x^{1.85} \dots\dots\dots (\text{II-33})$$

Les résultats du calcul des coordonnées (x, y) sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau 3.1.2. :** Les coordonnées du profil de déversoir.

X	Y
0	0
0.40	-0.024
0.80	-0.086
1.20	-0.182
1.60	-0.310
2.00	-0.468
2.40	-0.656
2.80	-0.873
3.20	-1.118
3.60	-1.390
4.00	-1.689



**Figure 3.1.2.2 :** Profil Creager du déversoir.

**3.1.3. Canal d’écoulement :**

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 30m, une pente de 0.1%et une longueur déterminée topographiquement de40 m.

**La profondeur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (II-34)$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m<sup>3</sup>/s ;

b : La largeur du déversoir en m.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{189}{30}\right)^2} = 1.59\text{m}$$

**La pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots (II-35)$$

Avec :

R<sub>H</sub> : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m<sup>2</sup> ;

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

**K = 20 à 40** Pour des canaux rocheux en mauvais état.

**K = 80 à 100** Pour le béton lisse et fonte revêtue

On prend : **K = 80 m<sup>1/3</sup>/s**

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \times (b + 2 \times h_c)^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (II-36)$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[ \frac{189 \times (30 + 2 \times 1.59)^{2/3}}{80 \times (30 \times 1.59)^{5/3}} \right]^2 = 0.0016 \text{ m/m} \quad \boxed{I_{cr} = 0.0015 \text{ m/m}}$$

**I = 0.001 m/m < I<sub>cr</sub> = 0.0015 m/m** ⇒ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

**La profondeur normale (h<sub>n</sub>):**

La profondeur normale  $h_n$  est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (II-37)$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en  $m^2$ .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en  $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots (II-38)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en  $\frac{s}{m^{1/2}}$ .

On prend :  $n = 0.013 \text{ s/m}^{0.5}$  (béton). (d'après l'annexe II.5.)

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b} \dots\dots\dots (II-39)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3}$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{I}} = 76.78 = (30 \times h_n)^{5/3} (2h_n + 30)^{-2/3}$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le **tableau 3.13**. Suivant.

**Tableau 3.13.**les itérations.

h	$\frac{nQ}{\sqrt{I}}$
2.00	87.30
1.80	73.86
1.90	80.49
1.85	77.15
1.82	75.23
1.83	75.77
1.84	76.53

Donc la profondeur normale est de 1.84m.

$h_n = 1.84m.$

$h_n = 1.84m > h_c = 1.59 m \Rightarrow$  La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

**3.1.4. Calcul du convergent :**

Le convergent 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 sa fin à celle du coursier.

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 dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$tg(\alpha) < \frac{1}{3F} \dots\dots\dots (II-40)$$

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante (Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33. )

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \dots\dots\dots (II-41)$$

Avec :

$l_1$  : La largeur au plafond du bief amont en m.

$l_2$  : La 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 calcul par la formule suivante (Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.) .

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}} \dots\dots\dots (II-42)$$

$$P = \left( h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H \dots\dots\dots (II-43)$$

Avec :

$P$  : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

$g$  : Accélération de la gravité ( $m/s^2$ ).

AN :

$$P = 1.84 + \frac{189^2}{18.46 \times 30^2 \times 1.84^2} - 2 = 0.48m$$

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{189^2}{9.81 \times 0.48^3}} = 12.70 \approx 13 m$$

$$L = 1.6 (30 - 13) = 27.2\text{m}$$

$$tg(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = 0.31 \dots\dots\dots (II-44)$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots\dots\dots (II-45)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur = **9.81 m/s<sup>2</sup>** .

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} = \frac{189}{30 \times 1.84} = 3.42\text{m/s} \dots\dots\dots (II-46)$$

$$F = \frac{3.42}{\sqrt{9.81 * 1.84}} = 0.80$$

$$\frac{1}{3 \times F} = \frac{1}{3 \times 0.80} = 0.42$$

D'où :  $tg(\alpha) = 0.31 < \frac{1}{3F} = 0.42 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**La profondeur 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 égale 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

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{189}{13}\right)^2} = 2.78 \text{ m} \dots\dots\dots (II-47)$$

**a. La vitesse à la sortie du convergent :**

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{189}{13 \times 2.78} = 5.23 \text{ m/s} \dots\dots\dots (II-48)$$

**3.1.5. Le coursier :**

Le coursier fait suit 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.

**Tableau 3.1.5.1 :** Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

Q (m <sup>3</sup> /s)	K	I(%)		h <sub>n</sub> (m)	h <sub>c</sub> (m)	L (m)
		I <sub>1</sub> (20m)	I <sub>2</sub> (110m)			
189	80	2.5	22.015	2.78	2.78	130

Le procédé de calcul de la ligne d'eau consiste à :

- a) Choisir un pas de distance  $\Delta x$  ;
- b) Calculer  $\Delta H$  la dénivelée du fond par rapport à  $h_c$  considéré comme niveau de référence.

$$\Delta H = I \cdot \Delta x \dots\dots\dots (II-49)$$

Avec :

$I$  : La pente ;

$\Delta x$  : Pas de distance ;

- c) Calculer  $H_s$  ; l'énergie spécifique pour chaque section de calcul ;

$$H_s = \Delta H - j \dots\dots\dots (II-50)$$

Avec :  $j$  est la perte de charge.

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois  $\Delta H$ , prendre  $j = 0.1 \Delta H$ .
- Sinon (ce qui le cas le plus courant), prendre  $j = 0.2 \Delta H$  constitue une bonne approximation

- d) Calculer le coefficient  $\eta$  donné par la formule suivante :

$$\eta = \frac{m \times H_s}{L} \dots\dots\dots (II-51)$$

Dans notre cas ce coefficient est nul car la section du coursier est rectangulaire ( $m = 0$ )

- e) Calculer le paramètre :  $\Omega = \frac{Q}{\sqrt{2g \times l \times H_s^{3/2}}} ; \dots\dots\dots (II-52)$

f) Connaissant ce paramètre et le coefficient  $\eta = 0$  , tirer à partir de l’abaque donné en annexe (II-2) le rapport  $\frac{Y}{H_s}$  .

Refaire le même procédé jusqu’où on arrive à la dernière section intermédiaire entre le coursier et le bassin de dissipation

**Tableau 3.1.5.2. Calcul de la ligne d’eau dans le coursier**

L (m)	$\Delta x$	La pente	$\Delta H$	5* $\Delta H$	Test	J	$H_s$	$\Omega$	$h/H_s$	h
0		2.5 %	2.78	-	$L <$	-	-	-		2.78
10	10	ou	3.03	15.15	5 $\Delta H$	0.303	2.727	0.728	0.729	1.98
20	10	0.025m/m	3.28	16.4	$L >$	0.656	2.624	0.771	0.770	2.02
30	10	22.015%	5.48	27.40	5 $\Delta H$	1.09	4.390	0.356	0.500	2.19
40	10		7.68	38.4		1.536	6.144	0.215	0.230	1.41
50	10	0.22 m/m	9.88	49.4		1.976	7.904	0.147	0.160	1.26
60	10		12.08	60.4	$L <$	1.20	10.88	0.091	0.090	0.98
70	10		14.28	71.40	5 $\Delta H$	1.428	12.852	0.071	0.071	0.91
80	10		16.48	82.40		1.648	14.832	0.057	0.060	0.89
90	10		18.68	93.40		1.868	16.812	0.047	0.050	0.84
100	10		20.88	104.4		2.088	18.792	0.040	0.040	0.75
110	10		23.08	112.5		2.308	20.77	0.034	0.031	0.64
120	10		25.28	123.5		2.528	22.752	0.030	0.025	0.56
130	10		27.48	134.5		2.748	24.732	0.026	0.020	0.49

La représentation de la ligne d’eau est dans l’annexe (II-6)

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d’eau, on peut calculer la vitesse d’écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \frac{Q}{S} = \frac{189}{13 \times 0.49} = \mathbf{29.67} \dots \dots \dots (\text{II-52}) \\ F &= \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{29.67}{\sqrt{9.81 \times 0.49}} = \mathbf{13.54} \dots \dots \dots (\text{II-53}) \end{aligned} \right.$$

**3.1.6. Choix du bassin de dissipation :**

On a :

$F > 4.5$  } D’après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of  
 $V > 15 \text{ m/s}$  } Réclamation » on choisi un bassin de type III

**Calcul le tirant d’eau aval  $y_2$  :**

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l’abaque (voir l’annexe N°IV.03), le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 19 \Rightarrow y_2 = 19 \times y_1 = \mathbf{9.12m}$$

$y_2 = \mathbf{9.50m}$
------------------------

- Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 4.10 \Rightarrow L = 4.10 \times y_2 = 39m$$

<b>L = 39m</b>
----------------

On prend :

**-Calcul des dimensions des blocs de chute :**

$Y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut.

$Y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut.

$L$  : Longueur du ressaut.

- Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.49m$$

Avec  $h_1$  : La hauteur du bloc de chute,

$a_1$  : L'épaisseur du bloc de chute,

$e_1$  : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{13}{0.49 \times 2} = 14 \text{ blocs}$$

- Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0.2 y_2 = 1.90m$$

$$a_2 = 0.15 y_2 = 1.40m$$

$$e_2 = 0.15 y_2 = 1.40m$$

Avec :

$h_2$  : La hauteur du seuil denté,

$a_2$  : L'épaisseur du seuil denté,

$e_2$  : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Le nombre des seuils dentés} = \frac{13}{1.40 \times 2} = 5 \text{ seuils dentés}$$

**3.1.7. Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

On a :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots\dots\dots (II-54)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots (II-55) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots (II-56) \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{189^2}{9.81 \times 13^2}} = \mathbf{2.78} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{2.78 \times 1}{13} = \mathbf{0.21} \end{array} \right.$$

$h_{cr} = \mathbf{2.58m}$
---------------------------

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \quad S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c \dots\dots\dots (II-57)$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (II-58)$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \dots\dots\dots (II-59)$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots (II-60)$$

Application numérique :

$$S_{cr} = 1 \times 2.58^2 + 13 \times 2.58 = \mathbf{40.20 m^2}$$

$$P_{cr} = 13 + 2.58 \times \sqrt{1 + 1^2} = \mathbf{16.65m}$$

$$R_{cr} = \frac{40.20}{16.65} = \mathbf{2.41m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.015} \times 2.41^{1/6} = \mathbf{76.74}$$

$$D'où : I_{cr} = \frac{189^2}{40.20^2 \times 76.74^2 \times 2.41} = 0.0016 \text{ m/m}$$

$$I_{cr} = \mathbf{0.0016m/m}$$

**La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est donnée par la formule suivante :

$$Q = S C \sqrt{R I} \dots\dots\dots (II-61)$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{I}} = (h^2 + 13h)^{5/3} / (13 + \sqrt{2} h)^{2/3} \dots\dots\dots (II-62)$$

$\frac{nQ}{\sqrt{I}} = 8.10$  La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentées dans le **tableau 3.1.7.**

**Tableau 3.1.7.1.** Les itérations

h	$\frac{nQ}{\sqrt{I}}$
1.50	27.67
1.00	13.75
0.70	7.48
0.80	9.38
0.75	8.40
0.74	8.21
0.73	8.03

**Donc la profondeur normale est 0.73 m**

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{189}{1 \times 0.73^2 + 13 \times 0.73} = 18.86m/s$$

**Tableau 3.1.7.2 :** Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

La hauteur critique	2.58m
La Pente critique	0.0016m/m
La profondeur normale	0.73m
Vitesse dans le canal	18.86m/s

**3.1.8. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :**

**Chenal d'écoulement :**

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement est la même que celle trouvée pour l'évacuateur latéral On a trouvé une hauteur de 4.00m.

**Le coursier :**

- Hauteur du mur au début du coursier  $h_m$  :

Par une application numérique directe dans la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{S} = 5.23m/s \dots\dots\dots (II-63)$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 5.23^{1/3} = 0.85m \dots\dots\dots (II-64)$$

$$h_m = 2.78 + 0.85 = 3.63m$$

<b><math>h_m = 4m</math></b>
------------------------------

Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$V = 26.93m/s$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 29.67^{1/3} = 1.03m$$

$$h_m = 0.49 + 1.03 = 1.52 m$$

On prend une hauteur de : 4m

$h_m = 1.5m$
--------------

**Le bassin de dissipation :**

$$V = 29.67m/s$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 29.67^{1/3} \approx 1.03m$$

$$h_m = 9.5 + 1.03 = 10.53m .$$

$h_m = 10.50 m$
-----------------

**3.1.9. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :**

**Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

■  $\frac{b}{h} < (10 - 12) \dots\dots\dots (1)$

■  $F_R^2 < 40 \dots\dots\dots(2)$

Avec :

$b$  : Largeur du coursier,

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$F$  : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{13}{2.78} = 4.67 < (10: 12) \\ F^2 = 183.33 > 40 \end{array} \right.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée. C'est-à-dire, il y aura un risque d'apparition des vagues roulante mais il n'y aura pas un risque de débordement car le mur bajoyer dans le coursier est dimensionné avec un facteur de sécurité important.

**II .4. Etude comparative de deux variantes :**

La comparaison entre les deux variantes est indiquée dans le tableau suivant :

Tableau .II.4 : Etude comparative de deux variantes.

Les éléments constrictifs	Evacuateur latéral	Evacuateur frontal
<b>Déversoir</b>	latéral	Type Creager
	B = 30m	B =30m
	Q = 189m <sup>3</sup> / s	Q = 189m <sup>3</sup> / s
<b>Le coursier</b>	L = 130m	L = 130m
	B = 30m	B = 13m
	Y <sub>A</sub> = 1.56	Y <sub>A</sub> =2.78m
	Y <sub>B</sub> = 0.65	Y <sub>B</sub> = 2.02m
	Y <sub>C</sub> = 0.38	Y <sub>C</sub> =0.49m
	<b>A la fin de coursier</b>	
	V = 17.5m/s	V = 29.67m/s
	F = 9.36	F = 13.54
<b>Le bassin de dissipation</b>	<b>Un bassin de dissipation type III</b>	
	Y <sub>2</sub> = 4.5m	Y <sub>2</sub> = 9.5m
	L = 18.50m	L =39m
	<b>Bloc de chute</b>	
	E <sub>1</sub> = 0.36m	E <sub>1</sub> =0.49m
	N = 42	N = 14
	<b>Seuil denté</b>	
	E <sub>2</sub> = 0.62m	E <sub>2</sub> = 1.40
N =22	N =5	
<b>Le canal de restitution</b>	H c =1.56m	H c =2.58m
	I <sub>c</sub> = 0.0018m/m	I <sub>c</sub> =0.0016m/m
	H <sub>n</sub> = 0.45m	H <sub>n</sub> =0.73
<b>Le mur bajoyer</b>	<b>Le chenal d'écoulement</b>	
	Hm = 4m	Hm = 4m
	<b>Le coursier au début</b>	
	Hm = 2.40	Hm=4m
	<b>le coursier à la fin</b>	
	Hm = 1.33m	Hm =1.50m
	<b>Le bassin de dissipation</b>	
Hm =5.50m	Hm =10.5m	
<b>Les phénomènes dans le coursier</b>	Présence des vagues roulantes	Présence des vagues roulantes

**II .5. Choix de la variante la plus favorable :**

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive gauche, c'est-à-dire qu'ont les mêmes conditions topographique et géologique.

L'évacuateur latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement mais il y a un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement.

Par contre, l'évacuateur frontal est un ouvrage très sûr, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre et difficile aussi à modifier.

L'évacuateur frontal est déconseillé car il est :

- Difficile à réaliser surtout pour les barrages en terre.
- Un ouvrage coûteux par le volume du béton nécessaire pour le déversoir de profil Creager.
- Un volume de terrassement important pour l'installation du déversoir et le chenal d'écoulement à cause de la largeur de ce dernier qui égale à 20m.

D'où, la variante choisie un évacuateur de crues latéral parce que est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins coûteux que le frontal de point de vue volume du béton et volume du terrassement.

### **Conclusion**

Le barrage de Berkèche est en terre. Les barrages en terre sont protégés en générale par un évacuateur de crues latéral.

Dans ce chapitre, nous avons calculé deux types d'évacuateurs de crues possible sur la rive gauche : un évacuateur de crue frontal et un autre latéral.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes ; représentée sur le tableau N, nous constatons que la variante évacuateur latéral est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants, ...etc.).

# **Chapitre III**

## **Etude de génie civile**

**Introduction :**

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

Le béton est un matériau peu cher, qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. L'acier est un matériau qui résiste aussi bien à la compression qu'à la traction mais plus cher que le béton.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant (il rend le fluide liquide), retardataire de prise (il retarde le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton). Il existe aussi des adjuvants appelés hydrofuges qui permettent au béton d'être imperméable.

Aujourd'hui, il est quasiment impossible de calculer un ouvrage manuellement, l'aide d'ordinateurs et de logiciels de calcul est devenue indispensable. Dans notre cas, on va utiliser un logiciel appelé SAP2000 (Structural Analysis System) .

**III.1. Généralités :**

Les distances entre les armatures et les parois d'une part et entre les armatures elles mêmes d'autre part, doivent être suffisantes pour assurer une bonne adhérence entre l'acier et le béton, ainsi qu'une protection efficace contre l'oxydation et pour permettre une mise en place conventionnel du béton.

**III.2. Principes du calcul génie civil :**

Le calcul de génie civil doit passée par le procédé suivant :

**2.1. Calcul de stabilité :**

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage. Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- 1- Stabilité au renversement.
- 2- Stabilité au poinçonnement.
- 3- Stabilité au glissement.

**2.1.1. Stabilité au renversement :**

Le principe est de vérifié que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A sous l'effet des forces horizontales.

**Le principe de stabilité au renversement :**

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 3 \dots\dots\dots (III-1)$$

Avec :

3 : coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites).

$M_s$  : Moment stabilisateur.

$M_r$  : Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

**Les forces verticales :**

$P_e$  : Poids de l'eau sur le radier.

$P_d$  : Poids propre du seuil déversant.

$P_r$  : Poids propre du rideau.

$P_r'$  : Poids propre du radier.

**Les forces horizontales :**

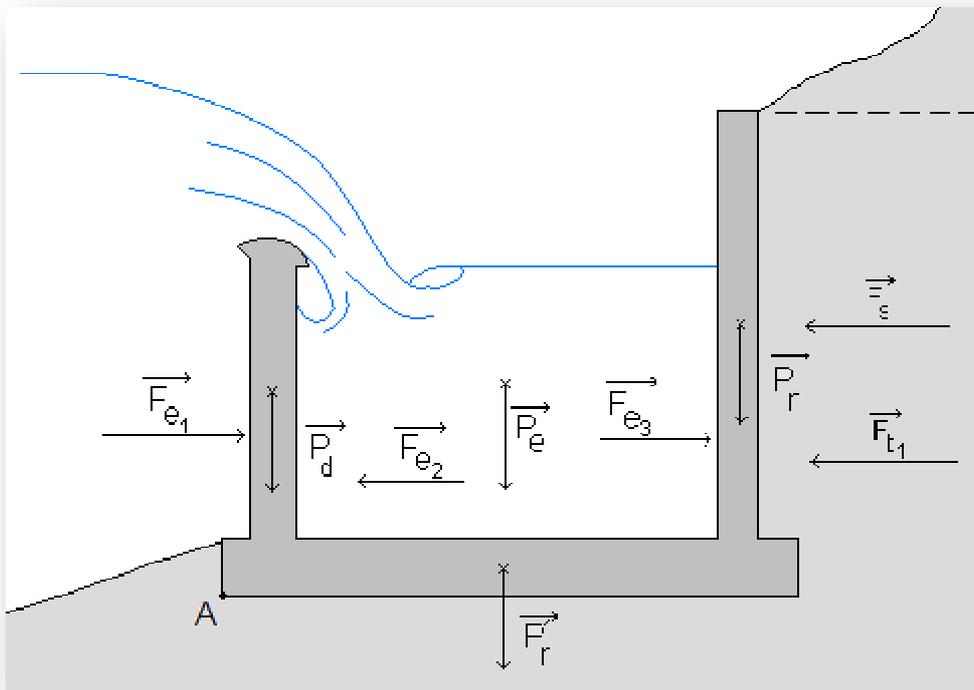
$F_{e1}$  et  $F_{e2}$  : Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.

$F_{e3}$  : Poussée de l'eau sur le rideau.

$F_{t1}$  : Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions. Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.

$F_s$  : Force due à la sur charge.

Les forces sont indiquées dans la figure suivante :



**Figure. III.2.1.1:** Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

**2.1.2. Stabilité au poinçonnement :**

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

**Le principe de Stabilité au poinçonnement :**

Le calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le sol : sous l'effet des forces verticales et horizontales, il va créer des contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  à la base du radier.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (III-2) \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (III-3) \end{array} \right.$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M<sub>G</sub> : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

S = b × B : Surface de la base du radier..... (III-4)

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que

L'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{sol}} \end{array} \right.$$

Avec :

- $\overline{\sigma_{sol}}$  : est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui support la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :
  - Pénétrömètre dynamique.
  - Pénétrömètre statique.
  - Pressiomètre.

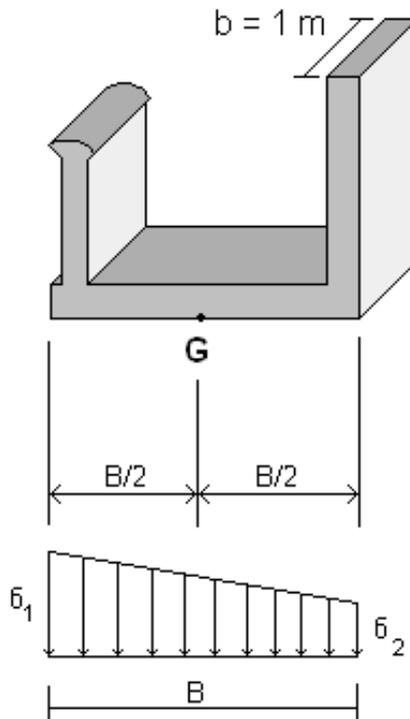


Figure 2.1.2: schéma du diagramme des contraintes créé.

**2.1.3. Stabilité au glissement :**

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes (horizontales et verticales) l'ouvrage ne glisse pas.

**Le principe de Stabilité au glissement :**

Pour vérifier la stabilité au glissement il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} \leq f \dots\dots\dots (III-5)$$

Avec :

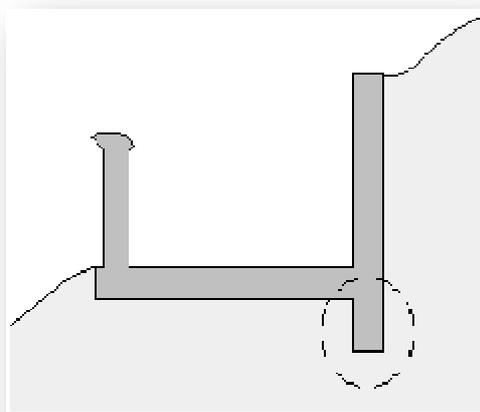
$f$  : Un coefficient de glissement sol/béton :  $0.4 \leq f \leq 0.6$ .

$\sum F_H$  : La somme des forces horizontales.

$\sum F_V$  : La somme des forces verticales.

**Remarque :**

Si cette condition n'est pas vérifiée, nous pouvons mettre une bèche sous le rideau comme le montre la figure suivante.



**Figure. 2.1.3:** la bèche

**2.2. Calcul de stabilité (Application numérique)**

Le calcul de stabilité a été fait par le SAP2000.

**2.2.1. Chenal d'écoulement :**

- Stabilité au renversement  
 $M_S = 110.69 \text{ tm.}$   
 $M_r = 30.46 \text{ tm.}$

**$M_S / M_r = 3.63$**

Le chenal d'écoulement est stable au renversement.

- Stabilité au poinçonnement :  
 $N = 15300 \text{ Kg}$

$M_G = 50225 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

$\sigma_1 = 0.55 \text{ Kg} / \text{cm}^2 > 0$   
 $\sigma_2 = 0.39 \text{ Kg} / \text{cm}^2 > 0$  }

Le chenal d'écoulement est stable au poinçonnement.

$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.75 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : est déterminé à l'aide des essais in situ : pénétromètre dynamique, pénétromètre statique.

Stabilité au glissement :

$\sum F_H = 5.58 \text{ t}$

$\sum F_V = 16.35 \text{ t}$

$\sum F_H / \sum F_V = 0.34$  le chenal d'écoulement est stable au glissement.

**2.2.2. Coursier :**

- Stabilité au renversement :  
 $M_S = 150.35 \text{ tm.}$   
 $M_r = 40.56 \text{ tm.}$

**$M_S / M_r = 3.71 > 3.$**

Le coursier est stable au renversement.

- Stabilité au poinçonnement :  
 $N = 17361 \text{ Kg}$

$M_G = 65536 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

$\sigma_1 = 0.72 \text{ Kg} / \text{cm}^2 > 0$

$\sigma_2 = 0.56 \text{ Kg} / \text{cm}^2 > 0$

Le coursier est stable au poinçonnement

$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.75 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

Stabilité au glissement :

$$\sum F_H = 4.20 \text{ t}$$

$$\sum F_V = 20.35 \text{ t}$$

$$\sum F_H / \sum F_V = 0.21 < 0.5 \text{ le coursier est stable au glissement.}$$

### **2.2.3. Bassin de dissipation :**

Stabilité au renversement :

$$M_S = 153.33 \text{ tm.}$$

$$M_r = 39.50 \text{ tm.}$$

$$M_S / M_r = 3.88.$$

- Le bassin de dissipation est stable au renversement.
- Stabilité au poinçonnement :

$$N = 20323 \text{ Kg}$$

$$M_G = 75253 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_1 = 0.73 \text{ Kg / cm}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = 0.61 \text{ Kg / cm}^2 > 0$$

Le bassin de dissipation est stable au poinçonnement

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.75 \text{ Kg / cm}^2$$

Stabilité au glissement :

$$\sum F_H = 8.20 \text{ t}$$

$$\sum F_V = 21.25 \text{ t}$$

$$\sum F_H / \sum F_V = 0.38 < 0.5 \text{ le bassin de dissipation est stable au glissement}$$

### **2.3. Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement permet de connaître à priori des dimensions des éléments de l'ouvrage celle-ci ne soit pas définitives, seuls les calculs nous donnent les dimensions définitives.

#### **2.3.1. Ferrailage des éléments :**

##### **2.3.1.1. Ferrailage du rideau :**

Le rideau est considéré comme une poutre encastree dans le radier et soumise à :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge
- Poussée hydrodynamique de l'eau.

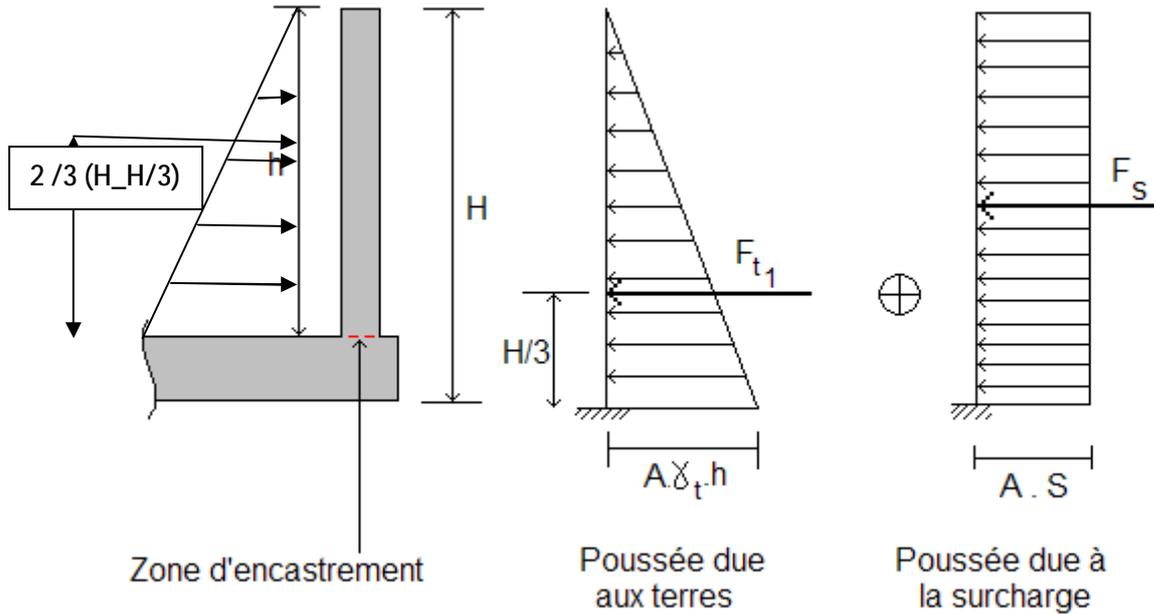


Diagramme des contraintes.

Premier cas : poussée hydrostatique prise en compte :

$$A = t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\varphi$  : L'angle de frottement interne.

$\gamma_t$  : Poids volumique des terres ( $t/m^3$ )

$S$  : Surcharge.

$h$  : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

Soient :

$F_t$  : Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$F_t = 1.35 A \gamma_t h \frac{h}{2} = 1.35 A \gamma_t \frac{h^2}{2}$$

$F_t$  Est appliquée à  $\frac{h}{3}$  de la base de la radier.

$F_s$  : Force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$F_s = 1.5 A \times S \times h$$

$F_s$  : Est appliquée à  $\frac{h}{2}$  de la base du radier.

$F_h$  : la force hydrostatique de l'eau.

$F_h$  est appliquée à  $\frac{2}{3} (H - H/3)$  de la base de la radier.

$$F_h = A \delta_w h$$

$$M = 1.35 A \delta_w h \frac{2}{3}(H - H/3)$$

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \times \frac{h}{3} + F_s \times \frac{h}{2} + F_h \cdot \frac{2}{3}(H - H/3)$$

M est le moment de  $F_s$  et  $F_t$  et  $F_h$  par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

$$M_1 =$$

Le deuxième cas :

Poussée hydrostatique non prise en compte

$$A = t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (III-6)$$

$\varphi$  : L'angle de frottement interne.

$\gamma_t$  : Poids volumique des terres ( $t/m^3$ )

$S$  : Surcharge.

$h$  : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

Soient :

$F_t$  : Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$F_t = 1.35 A \gamma_t h \frac{h}{2} = 1.35 A \gamma_t \frac{h^2}{2} \dots\dots\dots (III-7)$$

$F_t$  Est appliquée à  $\frac{h}{3}$  de la base de la radier.

$F_s$  : Force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$F_s = 1.5 A \times S \times h \dots\dots\dots (III-8)$$

$F_s$  : Est appliquée à  $\frac{h}{2}$  de la base du radier.

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \times \frac{h}{3} + F_s \times \frac{h}{2} \dots\dots\dots (III-9)$$

M est le moment de  $F_s$  et  $F_t$  par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

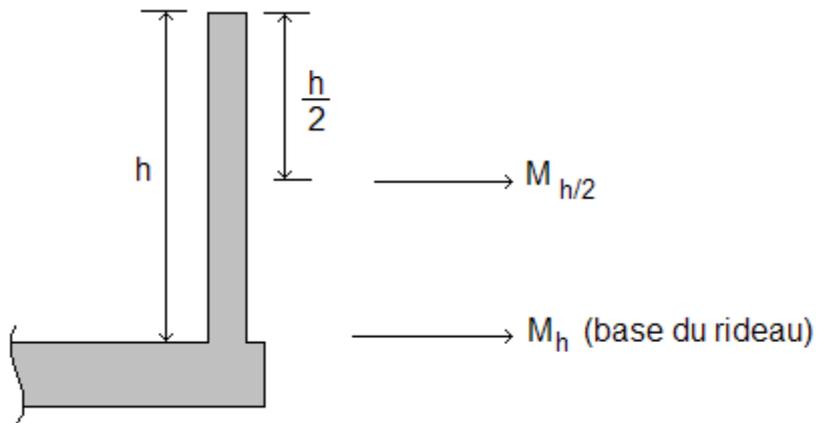
$$M = 1.35 A \gamma_c + 1.5 A S \frac{h^2}{2} \dots\dots\dots (III-10)$$

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique (deuxième cas). C'est la ou l'évacuateur est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L'enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

**Remarque :**

Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base du rideau et le moment à la moitié de la hauteur du rideau et nous supposons que la partie du rideau qui se trouve au dessus de  $\frac{h}{2}$  est encadrée dans la partie qui se trouve au dessus ( $M_{h/2}$ ).



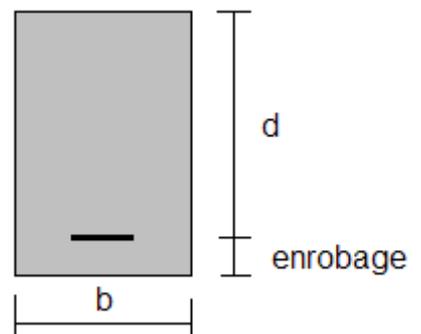
Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} \dots\dots\dots (III-11)$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142 \text{ bars}$  : Contrainte admissible du béton en Compression.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (III-12)$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \dots\dots\dots (III-13)$$



$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} ; \text{ en cm}^2 \dots\dots\dots \text{(III-14)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ en bars.} \dots\dots\dots \text{(III-15)}$$

$f_e$  : Limite élastique des aciers utilisés = **4000 bars** pour les aciers tors.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ Dans les calculs pour les cas courants.} \\ \gamma_s = 1 \text{ Calculs dans les cas accidentels.} \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \text{ Et } E_s = 2.1 \times 10^6 \dots\dots\dots \text{(III-16)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} \dots\dots\dots \text{(III-17)} \end{array} \right.$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \dots\dots\dots \text{(III-18)}$$

Si  $\mu < \mu_l \Rightarrow$  pas d'aciers comprimés.

Nous calculons le ferrailage du déversoir en suivant le même procédé du rideau sauf que les charges exercées sont différentes. Pour le déversoir, nous avons trois charges : le poids propre du déversoir et deux charges hydrodynamiques : la première s'exerce de l'extérieur vers l'intérieur ; c'est la poussée de l'eau déversée et l'autre s'exerce dans le sens contraire ; c'est la poussée de l'eau du chenal d'écoulement.

**2.3.1.2. Ferrailage du radier :**

Avant de calculer le ferrailage du radier, nous calculons les forces qui s'exercent sur la base du radier et les contraintes engendrées par la réaction des fondations.

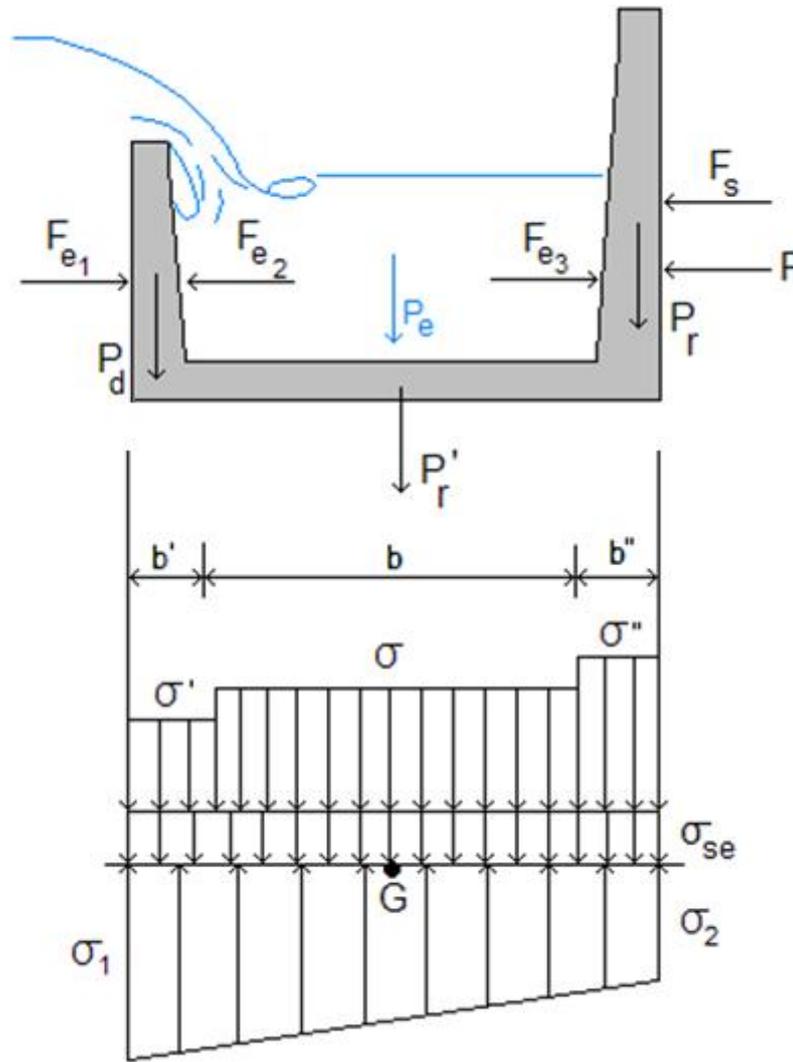


Figure.2.3.1.2. : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier.

Les différentes charges verticales qui s'exercent sur le radier créent les contraintes  $\sigma, \sigma'$  et  $\sigma''$  (en appliquant les coefficients de sécurité, 1.35 pour les charges permanentes et 1.5 pour les surcharges).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{1.5 P_e}{100 \times b} \dots\dots\dots (III-19) \\ \sigma' = \frac{1.35 P_d}{100 \times b'} \dots\dots\dots (III-20) \end{array} \right.$$

$$\sigma'' = \frac{1.35 P_r}{100 \times b''} \dots\dots\dots (III-21)$$

G : Centre de gravité de la semelle.

$\sigma_{se}$  : C'est la contrainte due au poids propre du radier.

$M'_G$  : Moment des forces verticales et horizontales / G.

$$N = 1.35(P_d + P_r) + 1.5 P_s \dots\dots\dots (III-22)$$

A la base du radier s'exercera alors des contraintes ascendantes dues à la réaction du sol qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{100 B} + \frac{\sigma \times M'_G}{100 B^2} \dots\dots\dots (III-23) \\ \sigma_2 = \frac{N}{100 B} - \frac{\sigma \times M'_G}{100 B^2} \dots\dots\dots (III-24) \end{array} \right.$$

On calcul la force résultante, c'est l'air du diagramme des contrainte ascendant. On calcul le moment globale  $M_c$  du radier puis la section des aciers A.

On calcul les aciers minimum :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} \times S \dots\dots\dots (III-25)$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A = \max [A_{min}, A_{calculé}] \dots\dots\dots (III-26)$$

Le coursier se compose d'un radier et deux murs bajoyer considéré comme des consoles encastrées dans la surface supérieure du radier. Le calcul des murs bajoyer se fait pour un cas critique : c'est la ou le coursier est au repos c'est-à-dire que pas de déversement et la poussée de l'eau est nulle, il reste que la poussée des terres. Le bassin de dissipation se ressemble au coursier.

Les blocs de chute sont considérés comme des consoles encastrées dans le radier du coursier. Les charges exercées sur un bloc de chute sont : le poids propre du bloc et la force hydrodynamique de l'eau. La section d'encastrement est subit à la traction du coté poussée de l'eau et à la compression de l'autres coté. D'où on aura une seule nappe des armatures verticales pour consolider les fibres qui ont en traction.

Le seuil terminal est aussi considéré comme une console encastrée dans le radier du bassin de dissipation. Elle subit aussi au poids propre du béton armé et la poussé de l'eau.

**Pré-dimensionnement :**

Les dimensions principales de l'évacuateur sont données par les calculs du chapitre précédant. On propose des épaisseurs pour le radier, le déversoir et le mur bajoyer puis, on vérifie la stabilité de l'ouvrage.

**Remarque**

Si la stabilité de l'évacuateur de crues n'est pas vérifiée, on change les dimensions proposées et on refait les calculs.

Le Pré-dimensionnement de l'évacuateur de crue est indiqué dans l'annexe (III-3)

**2.4. Calcul de ferrailage :**

Les calculs du ferrailage ont été fait par le SAP2000.

**2.4.1. Le chenal d'écoulement :**

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau .III. 2.4.1:** Ferrailage du chenal d'écoulement.

		Radier	Mur bajoyer	Déversoir
Les aciers tendus ( $cm^2$ )		17.01	15.02	15.50
	Le diamètre ( $mm$ )	16	16	16
	Le nombre des barres / m	8	9	8
	L'espacement ( $cm$ )	11	12.5	12.5
Les aciers comprimés ( $cm^2$ )		12.87	Pas d'aciers comprimés	9.56
	Le diamètre ( $mm$ )	14		12
	Le nombre des barres / m	9		9
	L'espacement ( $cm$ )	11		11
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ( $mm$ )	10	10	10
	L'espacement ( $cm$ )	20	20	20

**Remarque :**

- Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.
- L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.

- Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12 m) ; la continuité sera avec d'un autre barre dont la longueur d'entraînement est égal à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différents).
- Les armatures de répartition sont des barres posés perpendiculaire à celles trouvées par les calculs afin d'éviter la fissuration du béton. Généralement, ce sont des barres de **8 mm** de diamètre espacés de **20 cm**.
- Tout les armatures utilisées pour le ferrailage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante ( $f_e = 4000 \text{ bars}$ ) par rapport au acier lisse ( $f_e = 2350 \text{ bars}$ ).

**2.4.2. Le coursier :**

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau .2.4.2 : Ferrailage du coursier.**

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer
Les aciers tendus ( $\text{cm}^2$ )		18.72	12.53	12.53
	Le diamètre ( $\text{mm}$ )	20	16	16
	Le nombre des barres / m	6	7	7
	L'espacement ( $\text{cm}$ )	17	14.5	14.5
Les aciers comprimés ( $\text{cm}^2$ )		14.62	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre ( $\text{mm}$ )	16		
	Le nombre des barres / m	8		
	L'espacement ( $\text{cm}$ )	12.5		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ( $\text{mm}$ )	10	10	10
	L'espacement ( $\text{cm}$ )	20	20	20

**Tableau.2.4.3. Le bassin de dissipation :**

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.4.3 :** Ferrailage du bassin de dissipation.

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer
Les aciers tendus ( $cm^2$ )		16.56	14.75	15.32
	Le diamètre ( $mm$ )	16	16	16
	Le nombre des barres / m	9	8	8
	L'espaceur ( $cm$ )	11	12.5	12.5
Les aciers comprimés ( $cm^2$ )		15.43	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre ( $mm$ )	14		
	Le nombre des barres / m	10		
	L'espaceur ( $cm$ )	10		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre ( $mm$ )	10	10	10
	L'espaceur ( $cm$ )	20	20	20

**III.3. Compositions du béton et contrôle de qualité :**

Le béton est constitué des éléments suivants dans des proportions bien étudié et cela suivant la nature des composants et de la destination, c'est-à-dire de la nature de l'ouvrage à réaliser.

L'évacuateur de crues est en contact avec l'eau douce d'une manière non permanente. Il est construit en béton armé dosé généralement à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

Les doses des différentes composantes du béton sont données :

- ♣ Ciment : 350 Kg/m<sup>3</sup> de béton.
- ♣ Gravier : 800 Kg/m<sup>3</sup> de béton.
- ♣ Sable : 400 Kg/m<sup>3</sup> de béton.
- ♣ Eau : 170 Kg/m<sup>3</sup> de béton.

Les essais physiques, chimiques et mécaniques qui doivent être effectuées avant et pendant la mise en œuvre du béton pour les différentes composantes sont :

⌘ Béton :

- Essai d'écrasement (Résistance à la compression).

- Essai de la résistance à la traction.
- Essai de perméabilité.
- Essai d'affaissement (Cône d'Abrams).
  - ⌘ Graviers :
    - Essai de granulométrie par tamisage (Classification des granulats).
    - Essai de Los Angles (La dureté des graviers).
      - ⌘ Sable :
        - Essai de granulométrie par sédimentométrie.
        - Equivalent de sable.
          - ⌘ Eau :
            - Filtration (Le taux des matières en suspension).
            - Séchage (Le taux des sels).
            - Essai de l'acidité de l'eau.
            - Essai des sulfates en eau.
              - ⌘ Ciment :
                - Essai de prise (Temps de début de prise et de fin de prise).
                - Essai de fissurabilité.
                - Essai de retrait et de gonflement.
                - Essai d'écrasement (La résistance à la compression).
                - Essai de traction.



**Essai d'écrasement.**



**Essai de perméabilité.**



**Essai Los Angles.**



**Ecrasement du ciment.**



**Essai d'affaissement (cône d'Abrams)**



**(Appareil Vicat)**



**Equivalent de sable.**



**Thermomètre**

**III.4. Les engins à utiliser :**

Les engins de terrassement :

- ◆ Pelle hydraulique sur chenilles : excavation et chargement des matériaux.
- ◆ Chargeur sur chenilles : chargement et remblayage des matériaux.
- ◆ Camions : transport des déblais.
- ◆ Niveleuse : pour assurer le nivellement des fondations de l'évacuateur de crues et la finition des talus.

Le bétonnage :

- ◆ Pompe à béton,
- ◆ Malaxeur : transport du béton de la centrale à béton à la pompe à béton.
- ◆ Centrale à béton : préparation du béton.
- ◆ Un compresseur : nettoyage du milieu la ou il va y avoir du béton.
- ◆ La grue : utiliser pour la mise en place du coffrage et le ferrailage.



**Pelle hydraulique sur chenilles.**



**Bulldozer.**



**Niveleuse.**



**Centrale à béton.**



**La grue.**



**Malaxeur.**



**Camions pour le transport du déblai**



**Pompe à béton (Girafe)**

### **III.5. Revêtement du fond du coursier :**

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l'eau, aux forces d'entraînement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge), aux forces dynamiques du courant, aux sous pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soutènement dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

En réalité il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes les forces, aussi la plupart du temps, les épaisseurs de béton sont elles les résultats de règles empiriques.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue en utilisant le SAP2000. Nous avons trouvé l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- ♣ Stabilité au renversement,
- ♣ Stabilité au glissement,
- ♣ Stabilité au poinçonnement.

Nous avons calculé aussi le ferrailage de l'ouvrage en utilisant le même logiciel. Nous avons trouvé que les diamètres des barres à utiliser sont : 12, 14, 16 et 20 mm et nous avons prenait un diamètre de 10 mm pour les aciers de répartition. Tout les aciers que nous sommes besoin sont accessible sur le marché.

**Chapitre IV**  
**Organisation**  
**de chantier**

### **Introduction :**

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de Berkèche 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 en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

**IV .1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :**

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

**Le maître de l'ouvrage :**

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

**Le maître d'œuvre :**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

**L'entrepreneur :**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

**IV. 2. Installation du chantier :**

**Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (baraquements, hangars...).

**Installations destinées à la réparation des engins :**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

**Installations pour la préfabrication :**

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

**IV. 3. Ordre d'exécution des travaux :**

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

**IV .4. Planification :**

**4.1. Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- § Installation des postes de travail ;
- § Observations instantanées ;
- § Analyse des tâches ;
- § Le chronométrage ;
- § Définition des objectifs et des attributions ;
- § Simplification des méthodes ;
- § Stabilisation des postes de travail.

**4.1. Techniques de la planification :**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- § Méthodes basées sur le réseau ;
- § Méthodes basées sur le graphique.

**a) Méthodes basées sur le réseau**

**a-1- Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

**Ø Réseau à flèche**

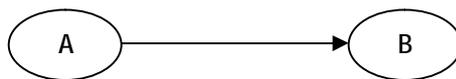
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

**Ø Réseau à nœud :**

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.



**a-2- Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels :
- Regroupement des graphes partiels :
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- Construction du réseau.

**a-3- Différentes méthodes basées sur le réseau :**

**Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1ère phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

**2ème phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

**3ème phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

**Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):**

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

**Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

Commencement de l'opération (A) et (B) ;

Finition de l'opération (A) et commencement de (B).

Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

**b) Méthodes basées sur le graphique :**

**Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

**Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

**Les étapes de la planification :**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

**- Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

**- Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

**- Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**- Choix de la méthode de calcul**

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

**Ø Les paramètres de la méthode C.P.M**

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Avec :

**TR** : temps de réalisation ;

**DCP** : date de commencement au plus tôt ;

**DCPP** : date de commencement au plus tard ;

**DFP** : date de finition au plus tôt ;

**DFPP** : date de finition au plus tard ;

**MT** : marge totale.

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP + TR} \end{array} \right.$$

**Ø Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante:

$$\mathbf{C.C} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\Sigma TR_{cc} = D.T.P} \end{array} \right.$$

**Ø Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ; Dimensions du projet.
- En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

n = Nombre d'équipes

N= Rendement

Q =Quantité de travail

#### **IV. 5. Les plannings :**

Il existe trois types de plan de travail :

##### **a) Plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

##### **b) Plan de travail au plus tard (PTPP) :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

##### **c) Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

#### **Délai de construction et programme des travaux**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

#### **IV .6. Matériel et personnel nécessaire :**

##### **1- Matériel nécessaire :**

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- bulldozer

- chargeur (à pneus et à chenilles)
- camion benne
- perforatrice
- pelle hydraulique
- pompe immergée
- camion citerne
- compacteur lisse
- pompe à béton
- pompe à forage
- pompe à injection
- grue à portique
- pelle butte
- camion malaxeur
- malaxeur à injection
- camion grue
- pervibrateur
- foreuse rotative
- mini pelle hydraulique.

**2- Personnel nécessaire :**

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- § contre maître
- § opérateur
- § chauffeur
- § ouvrier
- § ferrailleur
- § grutier
- § soudeur
- § Coffreur
- § Bétonnier

**IV 7. Délai de construction et programme des travaux :**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail avec le moindre coût.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement assuré par un personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

#### **IV .8. Symboles et durée des différentes opérations :**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau IV .8 :** Symboles et durée des différentes opérations :

Opérations	Symbole	Durée	
		En Mois	En jours
Mobilisation & installation de chantier	A	4	120
Excavations phase 1	B	1	30
Bétonnage de conduite de dérivation	C	4	120
Batardeau	D	1.5	45
Dérivation de l'oued	E	0	0
Excavations phase 2	F	8	240
Forages et injections	G	3	90
Remblais	H	24	720
Bétonnage de tour de prise et évacuateur de crue	I	7	210
Equipements hydromécaniques et électriques	J	3	90
Equipements d'auscultation	K	2	60
Mise en eau du barrage	L	0	0
Démobilisation	M	3	90

**8.1. Succession des travaux :**

Pour construire le réseau à nœud, il faut déterminer la succession des travaux. C.-à-d. Définir pour chaque opération les opérations qui lui précède et qui lui succède.

**Tableau 8.1.** La succession des travaux :

Opérations	précède	succède
A	B	-
B	C ; G	A
C	D	B
D	E ; F ; H ; K	C
E	M	D
F	I	D
G	M	B
H	L	D
I	J	F
J	L	I
K	L	D
L	M	J ; H ; K
M	-	G ; L ; E

D’après le réseau à nœud le temps de réalisation est de **37.5** mois et on a deux chemins critiques sont (A ↔ B ↔ C ↔ D ↔ H ↔ L ↔ M).

Le réseau à nœud est donné dans l’annexe N° IV-1: et le diagramme de Gant est dans l’annexe N° IV-2.

**IV .9. La gestion du chantier**

Pour exécuter les travaux de réalisations avec la bonne manière et à temps, il faut bien gérer le chantier, et qui dit chantier dit tout un ensemble des ressources humains et matérielles.

Créer, c’est s’occuper du quotidien de l’avancement du travail, des problèmes techniques, de la disponibilité du personnel et matériaux, des plannings et des coûts.

C’est aussi s’occuper des embouchures, des départs, des absences, des congés, et des conflits.

On conclusion la gestion du chantier se divise en deux grandes parties :

- 1- la gestion des hommes.
- 2- la gestion du matérielles.

**9.1. La gestion des hommes**

C’est savoir mettre l’homme qu’il faut à la place qu’il faut, c.-à-d. Savoir la compétence de chacun, de les recruter non pas en fonction du besoin immédiat mais surtout en fonction de leurs personnalités et de leurs capacités à travailler en équipe.

**9.2. La gestion du matérielles**

C’est savoir l’état actuel de chaque engin, les pannes, et définir le type d’engin nécessaire pour chaque opération sans oublier les conditions du travail dont on va les mettre.

Et aussi s’assurer la disponibilité des pièces de recharges, la maintenance quotidienne de chaque engin afin d’éviter toute retard exceptionnelle et obtenir des meilleurs rendements des engins.

**IV .10.L'excavation des déblais :**

**Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue :**

Le choix du procédé d'exécution dépend de la nature du sol qui est formé généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est à dire pelle-retro.

**Le procédé d'exécution:**

Il ya deux procédés d'exécution de travaux de terrassement frontale et latéral, vue la largeur du coursier, de 17 m donc on choisit la deuxième précéder qui est latéral Puisque la hauteur du creusage importante on choisira la pelle d'une hauteur de 9,5 m.

**IV .11.Choix du godet**

**Tableau 11.1.:** Capacité du godet en fonction de V terrassement

Volume de terrassement	10000	15000	20000	25000
Capacité du godet (m3)	0,25 – 0,35	0,5 – 0,65	1– 1,25	1,25

Puisque le volume d'excavation est de 26010 m3 donc on choisit une pelle de capacité égale à 1.25 m3.

Choix de la capacité du camion benne utilisé pour le transport de matériels, le choix est opte selon le tableau suivant

**Tableau11.2. :** capacité du camion

Distance de parcours (km)	Capacité du godet m3						
	0.4	0.65	1	1.25	1.6	2.5	4.6
0.5	4.5	4.5	7	7	10	10	10
1	7	7	10	10	10	16	27
2	7	10	10	12	18	18	27
4	10	10	12	18	28	27	40

Puisque la distance est courte ; la capacité du camion et de 7 tonnes.

**Bétonnage :**

Contrôle de bétonnage : le contrôle du béton des ouvrages a pour but de garantir la bonne qualité du béton ; le contrôle portera sur les points suivants :

Contrôle, des dosages des constituants afin d'éviter la perte de résistance de béton.

Contrôle de temps de prise des conditions de transport et mise en place du béton et sa vibration.

**IV. 12.Délai d'exécution :**

Pour connaître le délai d'exécution, il faut connaître le volume du béton, le volume du béton de cet ouvrage et de 14900 m3 ; d'ou le délai d'exécution avec une cadence de 1000 m3/mois

$$T = 14900 / 1000 = 14.900 \text{ mois}$$

**T = 447 jours**

**IV .13.Calcul du devis estimatif**

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage.

**13.1. Coffrage :**

Comme c'est un ouvrage annexe il faut au maximum préserver la sécurité c'est pour cela que le coffrage est deux types,

1<sup>er</sup> coffrage utilisé dans la surface ou l'écoulement passé est du type C1, avec finition excellente.

2<sup>eme</sup> coffrage utilisé sur les surfaces normales il est du type C2, finition normale.

Le coffrage pour type C1 : 1 m3 est de 400 DA

Le coffrage pour type C2 : 1 m3 est de 700 DA

Le cout = S1.cout1 + S2.cout2

$$= 6633. 400 + 3317. 700 = 4975100 \text{ DA}$$

**13.2. Cout du béton :**

Pour le cas d'un évacuateur, il faut assurer au maximum la sécurité c'est pour cela qu'il faut un bon dosage pour le cas de l' évacuateur il est de 400 Kg/m3.

Le volume de béton est de 14900 m3.

Le Poids du sec du ciment est de 50 kg

Pour 1 m3 de béton de 400 Kg/m3 le prix est de 5000 DA/ m3 (annexe)

Le prix total :

$$P_{total} = V_{béton}. P_u \quad ; \quad P_{total} = 14900. 5000$$

$$P_{total} = 74500000 \text{ DA}$$

**13.3. Cout de l'excavation :**

Selon les donnes géologiques, la fondation de l'évacuateur est essentiellement composé d'argilite et des grés d'ou le prix pour 1 m3 de matériaux a excavé est de 250 DA

Le prix total est de :

$$P_{total} = V_{excavé}. P_u$$

$$P_{total} = 26010. 250$$

$$P_{total} = 6502500 \text{ DA}$$

**13.4. Ferrailage :**

Pour connaitre le cout de ferrailage il faut connaitre son poids

**Tableau .13.4.Le poids de ferrailage.**

<b>D (mm)</b>	4	5	6	8	10	12	14	16	20	40
<b>P (kg)</b>	0.029	0.154	0.222	0.395	0.499	0.888	1.208	1.579	2.466	9.864

D'où le poids total : P = 700000 Kg

Donc le cout : C = Ptotal. Prix unitaire

$$C = 700000. 60 = 42000000 \text{ DA}$$

**Conclusion**

Le temps de réalisation est de **37.5 mois (3 années et un moi et 15jours)** et le chemin critique est :

**(A ↔B↔ C↔D↔ H↔L↔M)**

**Tableau final : Le devis estimatif**

prix		prix unitaire	prix total
ferraillage	poids total : 700000Kg	60	42000000
Coffrage	finition excellente : 6633 m3	400	2653200
	finition normale : 3317m3	700	2321900
Bétonnage	volume de béton : 14900 m3	5000	74500000
Excavation	Vexcavé : 26010 m3	250	652500
prix total			122127600 DA

**Chapitre V**  
**Protection**  
**Et sécurité de travail**

### **Introduction :**

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi

d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

**V. 1. Les éléments entrants dans l'évaluation du cout des accidents de travail :**

- 1- coût de temps perdu par la victime.
- 2- coût de temps perdue par les autres salarié ont quittent leur travail soit :
  - § Par curiosité.
  - § Par amitié pour la victime.
  - § Pour porter secours à la victime.
- 3- Coût du temps perdue par les agents de métrise et les chefs de service et autres cadres :
  - § Pour venir en aide à la victime.
  - § Pour rechercher les causes de l'accident.
  - § Pour faire reprendre le travail de la victime par un autre salarié.
  - § Pour trouver un autre salarié pour remplacer la victime, le former ou le mètre à jour.
  - § Pour établir le rapport d'accident ou rependre aux convocations des agents del'autorité publique.
- 4- Coût de temps des secouristes et le personnel des services hospitalier lorsque le coût n'est pas pris en charge par une agence d'assurance.
- 5- Dommages subi par les machines, l'outillage ou d'autres biens.
- 6- Perte de matières ou de fournitures.
- 7- Coût supporté par l'employeur au titre des régimes de prestation.
- 8- Coût de la base de productivité de la victime à sont retour au poste de travail relativement au salaire.
- 9- Manque à gagner sur la productivité de la victime et de l'équipement même bien utilisé.
- 10- Coût due à l'agitation causé par l'accident ou à l'abattement qui peut succéder.
- 11- Coût des frais généraux (chauffage, éclairage, ventilation...) continu à courir alors que la victime n'est plus productive.

**V. 2. Comite de sécurité**

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

**V.3. Instructions structurelles sur la sécurité**

**3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier**

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

**3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe**

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

**■ Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

**■ Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

**V.4. Contrôle et entretien du matériel**

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle périodique et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les garde corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en oeuvre sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

### **V .5. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage**

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

### **V .6. Principes fonctions du service de sécurité**

#### **a) Etudes :**

- ◆ Participation au Comité d'hygiène et sécurité.
- ◆ Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- ◆ Suggestions du Personnel.
- ◆ Statistique : élaboration et commentaire.
- ◆ Rapport avec l'administration

#### **b) Exécution :**

- ◆ Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- ◆ Réalisations pratiques des suggestions et des études.

#### **c) Contrôle :**

- ◆ Enquêtes à la suite des accidents.
- ◆ Inspections des installations.
- ◆ Visites périodiques effectuées par les organismes.
- ◆ Contrôles éventuels des moyens de transport du personnel.

#### **d) Animation :**

- ◆ Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- ◆ Equipes de secours.
- ◆ Formation spéciale concernant certaines professions.

#### **e) Fonction humaines :**

- ◆ Etude physiologique du travail.
- ◆ Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personnel

#### **f) Social :**

- ◆ Renseignement, conseils

### **V .7. Cause des accidents de travail**

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant aux autres pour provoquer et aggraver l'accident

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

**a) Causes humaines :**

Ces causes peuvent être :

- ◆ La négligence des travailleurs.
- ◆ La fatigue.
- ◆ La distraction.
- ◆ Les gestes néfastes.
- ◆ Inaptitude mentale ou physique.
- ◆ Adoption de la solution de faciliter.

**b) Causes techniques :**

- ◆ Les mauvaises conditions de travail.
- ◆ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ◆ Le manque d'éclairage.

**7.1. Conditions dangereuses dans le chantier**

- ◆ Installation non protégée ou mal protégée.
- ◆ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ◆ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ◆ Protection individuelle inexistante.
- ◆ Défauts dans la construction.
- ◆ Eclairage défectueux.
- ◆ Facteur d'ambiance impropre.
- ◆ Conditions climatiques défavorables.
- ◆ Mauvaise disposition des lieux

**7.2. Actions dangereuses**

- ◆ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ◆ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ◆ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ◆ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ◆ Imprudence durant le travail.
- ◆ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ◆ Adopter une position non sûre
- ◆ Travailler dans une altitude inappropriée
- ◆ Mauvaise utilisation d'un outillage

**7.3. Mesures préventives**

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ◆ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ◆ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ◆ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors de tout danger.
- ◆ Les abris doivent être aérés et chauffés.

**V .8. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :**

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le **tableau 8.**suivant.

**Tableau .V. 8:** Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :

Objectifs visés	Mesures à prendre
Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
Limitier les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

**Conclusion**

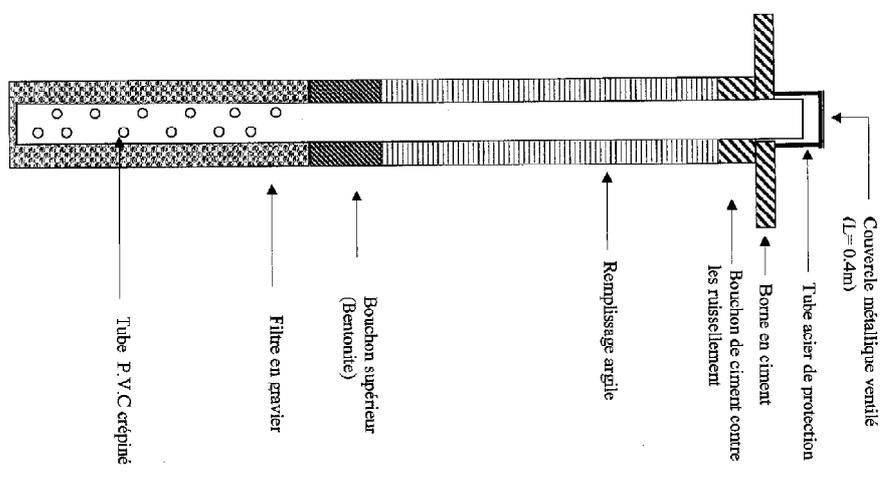
La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable .....pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

## Conclusion générale

L'étude de l'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues du barrage de Berkèche a tiré comme variante de cet ouvrage, un évacuateur latérale

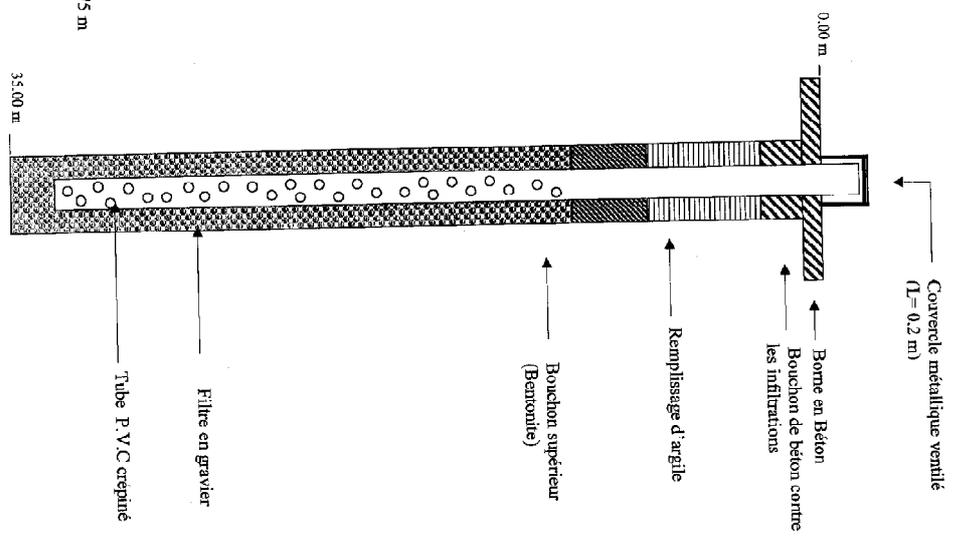
Cet ouvrage devra évacuer une crue de  $189\text{m}^3/\text{s}$ , cette débit sera amorti par un dissipateur d'énergie de type III, l'ouvrage sera relia à l'aval de l'oued via un bassin de dissipation. Les dimensions ont été calculées pour ce débit.

Une modélisation physique est souvent nécessaire pour prévoir le comportement de l'ouvrage face aux situations extrêmes. Et notamment pour vérifier les phénomènes hydrauliques dans le coursier, qui sont la propagation des vagues roulantes, et l'entraînement d'air. Car les formules de dimensionnement des murs bajoyer sont des formules empiriques tirées à partir d'études expérimentales.



**Echelle**  
 1.75 m

**Equipement du sondage SR 14 en piézomètre**



**Equipement du sondage SR 16 en piézomètre**

**L'annexe I .2 : la série d'observation de 51ans :**

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1943	0	16.7	30.5	86.2	2.6	0	19.2	14.4	18.6	5	0	2.3	86.2
1944	5.3	20.4	6.7	25.4	38	4.6	24.5	0	0	0	0	0	38
1945	0	42.2	12.1	11.8	60.5	28.2	10.9	16.5	0	3.7	0	0	60.5
1946	0	0	0	0	0	0	42	31.2	0	0	0	2	42
1947	4.3	14.8	5	6.8	29.2	19	24.7	0	0	0	0	0	29.2
1950	23.7	8.3	4.6	1.9	12.7	24.6	16.1	58.2	5.6	0.5	0.8	0	58.2
1951	4.3	29.3	13	28.6	45.1	39	15	16	6.1	12.7	0	0.3	45.1
1952	0	2.5	8.8	15.4	13.5	27.2	10.1	24.4	4	4.4	0	0	27.2
1953	23	22.8	22.7	14.6	16.4	0.9	49.9	34.4	2.4	0	0	0	49.9
1955	1.2	17.6	24.3	21.5	20.9	15.2	3	15.3	0	9.4	3.9	0.4	24.3
1956	0	91.3	38.2	18.1	6.1	20	4.1	0	17.8	7.3	0	0.5	91.3
1957	3.8	14.6	8.4	25.7	15.1	18.4	11.1	7.3	-999	-999	-999	-999	25.7
1958	0	4	9.4	36	16	0	4.1	23	3.7	18.1	0	3.1	36
1959	1.3	12.9	19.2	28.4	3.5	62.6	25.5	29.3	16.6	-999	-999	-999	62.6
1960	-999	-999	37	43.2	9	25	23.5	18	14	23	0	0	43.2
1961	8	47.7	22.5	22	23.5	0	26.7	25.5	4	1	2.5	0	47.7
1962	0	21.9	4.5	17	21.6	0	29.5	18	68.5	10	0	0	68.5
1963	6.8	6.5	55	25	12	10.8	31.5	11	17.5	18	0	4	55
1964	49	14.9	18.6	7.1	18.8	18.5	20.8	22.8	2.2	4.1	0	4.1	49
1965	5.7	2.7	1.3	52	0.5	24.8	29.2	22.7	0	0.3	0	0	52
1966	2.7	15.1	9.6	0	5	22.5	43.8	39.7	14.4	0	0	11.7	43.8
1967	2.9	3	18.4	5.5	29.6	27.1	11.8	22.4	25.2	3.2	6.2	12.6	29.6
1968	12	18.5	6.5	16.1	36.1	11.8	20.1	9.3	23.4	0.2	0.1	0	36.1
1969	0	7	34	7.6	18.5	9.7	15.5	21	12.1	3	0	0	34
1970	0	44	10.1	27.2	6.5	23	27.7	9.5	6.5	1.2	2.7	0.6	44





Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1975-1976	0,17	0,18	0,42	0,51	0,45	1,04	0,47	0,26	0,32	0,17	0,15	0,14	4,28
1975-1977	0,13	0,18	0,28	0,36	0,57	0,34	0,28	0,15	0,14	0,12	0,12	0,13	2,8
1975-1978	0,11	0,13	0,25	0,22	0,33	0,31	0,31	0,19	0,15	0,13	0,12	0,12	2,37
1975-1979	0,12	0,28	0,29	0,50	0,34	0,62	0,84	0,15	0,11	0,10	0,10	0,09	3,54
1975-1980	0,10	0,13	0,22	0,79	0,54	0,37	2,67	0,15	0,13	0,12	0,09	0,10	5,41
1975-1981	0,11	0,13	0,17	2,12	0,60	0,64	0,42	0,24	0,18	0,10	0,09	0,08	4,88
1975-1982	0,08	0,08	0,12	0,22	0,29	0,64	0,20	0,10	0,10	0,06	0,06	0,06	2,01
1975-1983	0,07	0,16	1,40	0,65	0,26	0,34	0,22	0,10	0,09	0,07	0,07	0,06	3,49
1975-1984	0,06	0,07	0,11	0,47	0,23	0,28	0,22	0,08	0,09	0,07	0,06	0,06	1,8
1975-1985	0,06	0,07	0,20	0,23	0,26	0,20	0,23	0,14	0,14	0,09	0,10	0,10	1,82
1975-1986	0,09	0,08	1,09	0,23	0,65	2,39	0,54	0,19	0,13	0,11	0,10	0,10	5,7
1975-1987	0,13	0,15	0,23	0,26	0,36	0,76	0,26	0,11	0,11	0,10	0,11	0,10	2,68
1975-1988	0,10	0,13	0,26	0,23	2,51	0,23	0,25	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	4,23
1975-1989	0,13	0,10	0,20	0,19	0,22	0,20	1,50	0,17	0,11	0,15	0,12	0,10	3,19
1975-1990	0,11	0,11	0,20	0,26	7,55	0,29	0,33	0,41	0,36	0,18	0,25	0,21	10,26
1975-1991	0,16	0,22	0,43	0,60	0,54	0,48	1,29	0,24	0,28	0,25	0,18	0,20	4,87

1975-1992	0,19	0,23	0,43	0,31	0,33	0,34	0,53	0,19	1,58	0,60	0,32	0,44	5,49
1975-1993	0,42	0,58	1,21	1,19	1,30	1,32	1,80	0,90	0,83	0,56	0,56	0,51	11,18
1975-1994	0,49	0,79	1,27	1,16	1,83	1,53	1,24	0,68	0,55	0,43	0,31	0,30	10,58
1975-1995	0,07	0,24	0,48	0,31	0,33	0,20	4,23	0,74	0,43	0,05	0,04	0,07	7,19
1975-1996	0,14	0,48	0,85	1,40	1,57	2,60	1,27	0,09	0,07	0,05	0,05	0,04	8,61
1975-1997	0,14	0,06	0,09	0,23	0,59	0,12	0,09	0,07	0,04	0,03	0,03	0,03	1,52
1975-1998	0,14	0,04	0,74	0,22	0,12	0,11	0,12	0,07	0,07	0,03	0,03	0,03	1,72
1975-1999	0,03	0,03	0,06	0,08	2,02	0,16	1,77	0,06	0,04	0,04	0,03	0,04	4,36
1975-2000	0,04	0,08	0,67	0,70	0,19	0,16	0,14	0,11	0,15	0,05	0,04	0,04	2,37
1975-2001	0,04	1,86	0,67	0,23	0,91	0,47	0,23	0,08	0,07	0,06	0,06	0,04	4,72
1975-2002	0,06	0,13	3,74	0,17	0,16	0,16	0,23	0,33	0,19	0,07	0,05	0,06	5,35
1975-2003	0,04	0,07	0,50	0,08	0,54	0,67	0,26	0,12	0,12	0,08	0,10	0,13	2,71
1975-2004	0,15	0,06	0,12	0,19	0,20	0,09	0,11	0,06	0,07	0,06	0,05	0,05	1,21
A80 %	0,175	0,295	0,744	0,651	1,085	0,767	0,961	0,28	0,282	0,185	0,155	0,16	5,75

**L'annexe I.3 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne (Mm<sup>3</sup>)**

**Tableau I-34 :** les résultants de La méthode de KOTCHERINE :

H <sub>d</sub> (m)	▼ PHE (mNGA)	V <sub>PHE</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Q <sub>maxp%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{max} = mb\sqrt{2g} H_d^{\frac{5}{2}}$										
					b(m)										
					10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
0,00	284,00	4,70	0,00	203,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,20	284,20	4,71	0,01	202,86	1,94	2,91	3,88	4,85	5,82	6,79	7,77	8,74	9,71	10,68	11,65
0,40	284,40	4,82	0,12	200,69	5,49	8,24	10,98	13,73	16,47	19,22	21,96	24,71	27,45	30,20	32,94
0,60	284,60	4,93	0,23	198,48	10,09	15,13	20,17	25,22	30,26	35,31	40,35	45,39	50,44	55,48	60,52
0,80	284,80	5,05	0,35	196,24	15,53	23,30	31,06	38,83	46,59	54,36	62,12	69,89	77,65	85,42	93,18
1,00	285,00	5,16	0,46	193,97	21,70	32,56	43,41	54,26	65,11	75,97	86,82	97,67	108,52	119,37	130,23
1,20	285,20	5,28	0,58	191,67	28,53	42,80	57,06	71,33	85,59	99,86	114,12	128,39	142,66	156,92	171,19
1,40	285,40	5,40	0,70	189,33	35,95	53,93	71,91	89,88	107,86	125,84	143,81	161,79	179,77	197,74	215,72
1,60	285,60	5,52	0,82	186,96	43,93	65,89	87,85	109,82	131,78	153,74	175,71	197,67	219,63	241,60	263,56
1,80	285,80	5,64	0,94	184,56	52,41	78,62	104,83	131,04	157,24	183,45	209,66	235,87	262,07	288,28	314,49
2,00	286,00	5,77	1,07	182,12	61,39	92,08	122,78	153,47	184,17	214,86	245,56	276,25	306,95	337,64	368,33
2,20	286,20	5,90	1,20	179,65	70,82	106,24	141,65	177,06	212,47	247,88	283,30	318,71	354,12	389,53	424,94
2,40	286,40	6,02	1,32	177,15	80,70	121,05	161,40	201,74	242,09	282,44	322,79	363,14	403,49	443,84	484,19

2,60	286,60	6,15	1,45	174,62	90,99	136,49	181,99	227,48	272,98	318,47	363,97	409,47	454,96	500,46	545,96
2,80	286,80	6,29	1,59	172,05	101,69	152,54	203,38	254,23	305,07	355,92	406,76	457,61	508,46	559,30	610,15
3,00	287,00	6,42	1,72	169,45	112,78	169,17	225,56	281,95	338,34	394,73	451,12	507,50	563,89	620,28	676,67
3,20	287,20	6,55	1,85	166,81	124,24	186,36	248,49	310,61	372,73	434,85	496,97	559,09	621,21	683,33	745,46
3,40	287,40	6,69	1,99	164,15	136,07	204,11	272,14	340,18	408,21	476,25	544,28	612,32	680,35	748,39	816,42
3,60	287,60	6,83	2,13	161,45	148,25	222,38	296,50	370,63	444,75	518,88	593,01	667,13	741,26	815,38	889,51
3,80	287,80	6,97	2,27	158,72	160,78	241,16	321,55	401,94	482,33	562,72	643,10	723,49	803,88	884,27	964,66
4,00	288,00	7,11	2,41	155,95	173,63	260,45	347,27	434,09	520,90	607,72	694,54	781,35	868,17	954,99	1041,81
4,20	288,20	7,25	2,55	153,15	186,82	280,23	373,64	467,05	560,46	653,86	747,27	840,68	934,09	1027,50	1120,91

**Tableau (I.36) :** Calcul du débit déversant pour différents largeurs b et la charge H<sub>d</sub>. par la méthode STEP BY STEP

H <sub>d</sub> (m)	▼PHE (mNGA)	V <sub>PHE</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )	q <sub>max.p%</sub> (m3/s)	$q_{max} = mb\sqrt{2g} H_d^{\frac{3}{2}}$ (m <sup>3</sup> /s)									
					b(m)									
					10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
0	284	4,7	0	203	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	284,2	4,71	0,01	202,86	1,94	2,91	3,88	4,85	5,82	6,79	7,77	8,74	9,71	10,68
0,4	284,4	4,82	0,12	200,69	5,49	8,24	10,98	13,73	16,47	19,22	21,96	24,71	27,45	30,2
0,6	284,6	4,93	0,23	198,48	10,09	15,13	20,17	25,22	30,26	35,31	40,35	45,39	50,44	55,48
0,8	284,8	5,05	0,35	196,24	15,53	23,3	31,06	38,83	46,59	54,36	62,12	69,89	77,65	85,42
1	285	5,16	0,46	193,97	21,7	32,56	43,41	54,26	65,11	75,97	86,82	97,67	108,52	119,37
1,2	285,2	5,28	0,58	191,67	28,53	42,8	57,06	71,33	85,59	99,86	114,12	128,39	142,66	156,92
1,4	285,4	5,4	0,7	189,33	35,95	53,93	71,91	89,88	107,86	125,84	143,81	161,79	179,77	197,74
1,6	285,6	5,52	0,82	186,96	43,93	65,89	87,85	109,82	131,78	153,74	175,71	197,67	219,63	241,6
1,8	285,8	5,64	0,94	184,56	52,41	78,62	104,83	131,04	157,24	183,45	209,66	235,87	262,07	288,28
2	286	5,77	1,07	182,12	61,39	92,08	122,78	153,47	184,17	214,86	245,56	276,25	306,95	337,64
2,2	286,2	5,9	1,2	179,65	70,82	106,24	141,65	177,06	212,47	247,88	283,3	318,71	354,12	389,53
2,4	286,4	6,02	1,32	177,15	80,7	121,05	161,4	201,74	242,09	282,44	322,79	363,14	403,49	443,84
2,6	286,6	6,15	1,45	174,62	90,99	136,49	181,99	227,48	272,98	318,47	363,97	409,47	454,96	500,46
2,8	286,8	6,29	1,59	172,05	101,69	152,54	203,38	254,23	305,07	355,92	406,76	457,61	508,46	559,3
3	287	6,42	1,72	169,45	112,78	169,17	225,56	281,95	338,34	394,73	451,12	507,5	563,89	620,28
3,2	287,2	6,55	1,85	166,81	124,24	186,36	248,49	310,61	372,73	434,85	496,97	559,09	621,21	683,33
3,4	287,4	6,69	1,99	164,15	136,07	204,11	272,14	340,18	408,21	476,25	544,28	612,32	680,35	748,39
3,6	287,6	6,83	2,13	161,45	148,25	222,38	296,5	370,63	444,75	518,88	593,01	667,13	741,26	815,38
3,8	287,8	6,97	2,27	158,72	160,78	241,16	321,55	401,94	482,33	562,72	643,1	723,49	803,88	884,27
4	288	7,11	2,41	155,95	173,63	260,45	347,27	434,09	520,9	607,72	694,54	781,35	868,17	954,99

4,2	288,2	7,25	2,55	153,15	186,82	280,23	373,64	467,05	560,46	653,86	747,27	840,68	934,09	1 027,50
-----	-------	------	------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	----------

Tableau I-37-1

pour: b=10m										
Tps(h)	Tps(S)	Q (m3/s)	Q <sub>moy</sub> (m3/s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm3)	▼ cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m3/s)	V <sub>sort</sub> (Mm3)	V <sub>f</sub> (Mm3)
0,0	0,0	0,0	1,1	0,002025	4,7020	284,11	0,11	0,79	0,001	0,00
0,5	1800,0	2,3	5,6	0,010125	4,7107	284,13	0,13	0,97	0,002	0,01
1,0	3600,0	9,0	14,6	0,026316	4,7090	284,12	0,12	0,93	0,002	0,01
1,5	5400,0	20,2	28,1	0,050607	4,7836	284,27	0,27	2,98	0,005	0,08
2,0	7200,0	36,0	46,1	0,082998	4,8289	284,35	0,35	4,54	0,008	0,13
2,5	9000,0	56,2	68,6	0,123489	4,9037	284,49	0,49	7,53	0,014	0,20
3,0	10800,0	81,0	95,6	0,17208	5,0136	284,70	0,70	12,69	0,023	0,31
3,5	12600,0	110,2	127,1	0,228762	5,1629	284,97	0,97	20,88	0,038	0,46
4,0	14400,0	144,0	163,1	0,293535	5,3541	285,32	1,32	32,92	0,059	0,65
4,5	16200,0	182,2	192,6	0,346671	5,5883	285,73	1,73	49,54	0,089	0,89
5,0	18000,0	203,0	187,8	0,33804	5,8458	286,18	2,18	69,64	0,13	1,15
5,5	19800,0	172,6	159,0	0,286209	6,0585	286,53	2,53	87,39	0,16	1,36
6,0	21600,0	145,4	133,3	0,239976	6,1874	286,74	2,74	98,57	0,18	1,49
6,5	23400,0	121,2	110,6	0,199008	6,2500	286,84	2,84	104,10	0,19	1,55
7,0	25200,0	99,9	90,6	0,16299	6,2616	286,86	2,86	105,13	0,19	1,56
7,5	27000,0	81,2	73,1	0,131607	6,2354	286,82	2,82	102,80	0,19	1,54
8,0	28800,0	65,0	58,1	0,104544	6,1819	286,73	2,73	98,09	0,18	1,48
8,5	30600,0	51,1	45,3	0,081477	6,1099	286,62	2,62	91,82	0,17	1,41
9,0	32400,0	39,4	34,5	0,062091	6,0261	286,48	2,48	84,63	0,15	1,33
9,5	34200,0	29,6	25,6	0,046062	5,9359	286,33	2,33	77,04	0,14	1,24
10,0	36000,0	21,6	18,4	0,033057	5,8433	286,17	2,17	69,43	0,12	1,14
10,5	37800,0	15,2	12,7	0,02277	5,7513	286,01	2,01	62,07	0,11	1,05

11,0	39600,0	10,2	8,3	0,014886	5,6624	285,86	1,86	55,14	0,10	0,96
11,5	41400,0	6,4	5,0	0,009081	5,5780	285,72	1,72	48,77	0,09	0,88
12,0	43200,0	3,7	2,8	0,005031	5,4993	285,58	1,58	43,01	0,08	0,80
12,5	45000,0	1,9	1,3	0,002421	5,4269	285,45	1,45	37,89	0,07	0,73
13,0	46800,0	0,8	0,5	0,000936	5,3611	285,33	1,33	33,39	0,06	0,66
13,5	48600,0	0,2	0,1	0,000243	5,3020	285,23	1,23	29,49	0,05	0,60
14,0	50400,0	0,0	0,0	0,000027	5,2591	285,15	1,15	26,75	0,05	0,56
14,5	52200,0	0,0	0,0	0	5,2110	285,06	1,06	23,76	0,04	0,51
15,0	54000,0	0,0	0,0	0	5,1727	284,99	0,99	21,46	0,04	0,47

Tableau I-37-2

pour: b=20m										
Tps(h)	Tps(S)	Q (m3/s)	Q <sub>moy</sub> (m3/s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm3)	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m3/s)	V <sub>sort</sub> (Mm3)	V <sub>f</sub> (Mm3)
0,0	0,0	0,0	1,1	0,002025	4,7020	284,11	0,11	1,57	0,003	0,00
0,5	1800,0	2,3	5,6	0,010125	4,7093	284,12	0,12	1,88	0,003	0,01
1,0	3600,0	9,0	14,6	0,026316	4,7059	284,12	0,12	1,74	0,003	0,01
1,5	5400,0	20,2	28,1	0,050607	4,7791	284,26	0,26	5,67	0,010	0,08
2,0	7200,0	36,0	46,1	0,082998	4,8195	284,33	0,33	8,39	0,015	0,12
2,5	9000,0	56,2	68,6	0,123489	4,8874	284,46	0,46	13,67	0,025	0,19
3,0	10800,0	81,0	95,6	0,17208	4,9863	284,65	0,65	22,67	0,041	0,29
3,5	12600,0	110,2	127,1	0,228762	5,1176	284,89	0,89	36,54	0,066	0,42
4,0	14400,0	144,0	163,1	0,293535	5,2806	285,19	1,19	56,22	0,101	0,58
4,5	16200,0	182,2	192,6	0,346671	5,4729	285,53	1,53	82,25	0,148	0,77
5,0	18000,0	203,0	187,8	0,33804	5,6715	285,88	1,88	111,69	0,20	0,97
5,5	19800,0	172,6	159,0	0,286209	5,8085	286,11	2,11	133,25	0,24	1,11

6,0	21600,0	145,4	133,3	0,239976	5,8549	286,19	2,19	140,75	0,25	1,15
6,5	23400,0	121,2	110,6	0,199008	5,8415	286,17	2,17	138,58	0,25	1,14
7,0	25200,0	99,9	90,6	0,16299	5,7911	286,08	2,08	130,45	0,23	1,09
7,5	27000,0	81,2	73,1	0,131607	5,7192	285,96	1,96	119,09	0,21	1,02
8,0	28800,0	65,0	58,1	0,104544	5,6365	285,82	1,82	106,33	0,19	0,94
8,5	30600,0	51,1	45,3	0,081477	5,5496	285,67	1,67	93,34	0,17	0,85
9,0	32400,0	39,4	34,5	0,062091	5,4631	285,51	1,51	80,86	0,15	0,76
9,5	34200,0	29,6	25,6	0,046062	5,3796	285,37	1,37	69,29	0,12	0,68
10,0	36000,0	21,6	18,4	0,033057	5,3010	285,22	1,22	58,85	0,11	0,60
10,5	37800,0	15,2	12,7	0,02277	5,2281	285,09	1,09	49,62	0,09	0,53
11,0	39600,0	10,2	8,3	0,014886	5,1616	284,97	0,97	41,60	0,07	0,46
11,5	41400,0	6,4	5,0	0,009081	5,1016	284,86	0,86	34,74	0,06	0,40
12,0	43200,0	3,7	2,8	0,005031	5,0481	284,76	0,76	28,95	0,05	0,35
12,5	45000,0	1,9	1,3	0,002421	5,0010	284,68	0,68	24,12	0,04	0,30
13,0	46800,0	0,8	0,5	0,000936	4,9600	284,60	0,60	20,14	0,04	0,26
13,5	48600,0	0,2	0,1	0,000243	4,9247	284,53	0,53	16,90	0,03	0,22
14,0	50400,0	0,0	0,0	0,000027	4,9045	284,50	0,50	15,13	0,03	0,20
14,5	52200,0	0,0	0,0	0	4,8773	284,44	0,44	12,84	0,02	0,18
15,0	54000,0	0,0	0,0	0	4,8587	284,41	0,41	11,34	0,02	0,16

Tableau I-37-3 :

pour: b=30m										
Tps(h)	Tps(S)	Q (m3/s)	Q <sub>moy</sub> (m3/s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm3)	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m3/s)	V <sub>sort</sub> (Mm3)	V <sub>f</sub> (Mm3)
0,0	0,0	0,0	1,1	0,002025	4,7020	284,11	0,11	2,36	0,004	0,00
0,5	1800,0	2,3	5,6	0,010125	4,7079	284,12	0,12	2,73	0,005	0,01
1,0	3600,0	9,0	14,6	0,026316	4,7030	284,11	0,11	2,42	0,004	0,00
1,5	5400,0	20,2	28,1	0,050607	4,7750	284,25	0,25	8,11	0,015	0,07

2,0	7200,0	36,0	46,1	0,082998	4,8110	284,32	0,32	11,68	0,021	0,11
2,5	9000,0	56,2	68,6	0,123489	4,8729	284,44	0,44	18,72	0,034	0,17
3,0	10800,0	81,0	95,6	0,17208	4,9627	284,60	0,60	30,60	0,055	0,26
3,5	12600,0	110,2	127,1	0,228762	5,0797	284,82	0,82	48,51	0,087	0,38
4,0	14400,0	144,0	163,1	0,293535	5,2212	285,08	1,08	73,15	0,132	0,52
4,5	16200,0	182,2	192,6	0,346671	5,3830	285,37	1,37	104,62	0,188	0,68
5,0	18000,0	203,0	187,8	0,33804	5,5414	285,65	1,65	138,20	0,25	0,84
5,5	19800,0	172,6	159,0	0,286209	5,6307	285,81	1,81	158,17	0,28	0,93
6,0	21600,0	145,4	133,3	0,239976	5,6322	285,81	1,81	158,51	0,29	0,93
6,5	23400,0	121,2	110,6	0,199008	5,5868	285,73	1,73	148,28	0,27	0,89
7,0	25200,0	99,9	90,6	0,16299	5,5189	285,61	1,61	133,29	0,24	0,82
7,5	27000,0	81,2	73,1	0,131607	5,4420	285,48	1,48	116,83	0,21	0,74
8,0	28800,0	65,0	58,1	0,104544	5,3633	285,34	1,34	100,62	0,18	0,66
8,5	30600,0	51,1	45,3	0,081477	5,2867	285,20	1,20	85,52	0,15	0,59
9,0	32400,0	39,4	34,5	0,062091	5,2143	285,07	1,07	71,88	0,13	0,51
9,5	34200,0	29,6	25,6	0,046062	5,1470	284,95	0,95	59,86	0,11	0,45
10,0	36000,0	21,6	18,4	0,033057	5,0853	284,83	0,83	49,42	0,09	0,39
10,5	37800,0	15,2	12,7	0,02277	5,0294	284,73	0,73	40,50	0,07	0,33
11,0	39600,0	10,2	8,3	0,014886	4,9793	284,64	0,64	32,98	0,06	0,28
11,5	41400,0	6,4	5,0	0,009081	4,9348	284,55	0,55	26,71	0,05	0,23
12,0	43200,0	3,7	2,8	0,005031	4,8958	284,48	0,48	21,57	0,04	0,20
12,5	45000,0	1,9	1,3	0,002421	4,8620	284,41	0,41	17,40	0,03	0,16
13,0	46800,0	0,8	0,5	0,000936	4,8331	284,36	0,36	14,07	0,03	0,13
13,5	48600,0	0,2	0,1	0,000243	4,8087	284,31	0,31	11,44	0,02	0,11
14,0	50400,0	0,0	0,0	0,000027	4,7983	284,29	0,29	10,38	0,02	0,10
14,5	52200,0	0,0	0,0	0	4,7797	284,26	0,26	8,55	0,02	0,08
15,0	54000,0	0,0	0,0	0	4,7688	284,24	0,24	7,54	0,01	0,07

Tableau I-37-4:

pour: b=40m										
Tps(h)	Tps(S)	Q (m3/s)	Q <sub>moy</sub> (m3/s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm3)	▼ cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m3/s)	V <sub>sort</sub> (Mm3)	V <sub>f</sub> (Mm3)
0,0	0,0	0,0	1,1	0,002025	4,7020	284,11	0,11	3,14	0,006	0,00
0,5	1800,0	2,3	5,6	0,010125	4,7065	284,12	0,12	3,52	0,006	0,01
1,0	3600,0	9,0	14,6	0,026316	4,7002	284,11	0,11	2,99	0,005	0,00
1,5	5400,0	20,2	28,1	0,050607	4,7711	284,24	0,24	10,34	0,019	0,07
2,0	7200,0	36,0	46,1	0,082998	4,8031	284,30	0,30	14,49	0,026	0,10
2,5	9000,0	56,2	68,6	0,123489	4,8600	284,41	0,41	22,89	0,041	0,16
3,0	10800,0	81,0	95,6	0,17208	4,9423	284,57	0,57	36,99	0,067	0,24
3,5	12600,0	110,2	127,1	0,228762	5,0478	284,76	0,76	57,84	0,104	0,35
4,0	14400,0	144,0	163,1	0,293535	5,1725	284,99	0,99	85,78	0,154	0,47
4,5	16200,0	182,2	192,6	0,346671	5,3116	285,24	1,24	120,46	0,217	0,61
5,0	18000,0	203,0	187,8	0,33804	5,4414	285,48	1,48	155,62	0,28	0,74
5,5	19800,0	172,6	159,0	0,286209	5,4994	285,58	1,58	172,07	0,31	0,80
6,0	21600,0	145,4	133,3	0,239976	5,4759	285,54	1,54	165,34	0,30	0,78
6,5	23400,0	121,2	110,6	0,199008	5,4182	285,43	1,43	149,15	0,27	0,72
7,0	25200,0	99,9	90,6	0,16299	5,3488	285,31	1,31	130,27	0,23	0,65
7,5	27000,0	81,2	73,1	0,131607	5,2773	285,18	1,18	111,60	0,20	0,58
8,0	28800,0	65,0	58,1	0,104544	5,2080	285,06	1,06	94,31	0,17	0,51
8,5	30600,0	51,1	45,3	0,081477	5,1428	284,94	0,94	78,84	0,14	0,44
9,0	32400,0	39,4	34,5	0,062091	5,0824	284,83	0,83	65,25	0,12	0,38
9,5	34200,0	29,6	25,6	0,046062	5,0270	284,72	0,72	53,50	0,10	0,33
10,0	36000,0	21,6	18,4	0,033057	4,9767	284,63	0,63	43,48	0,08	0,28
10,5	37800,0	15,2	12,7	0,02277	4,9315	284,55	0,55	35,03	0,06	0,23

11,0	39600,0	10,2	8,3	0,014886	4,8913	284,47	0,47	27,99	0,05	0,19
11,5	41400,0	6,4	5,0	0,009081	4,8558	284,40	0,40	22,22	0,04	0,16
12,0	43200,0	3,7	2,8	0,005031	4,8248	284,34	0,34	17,55	0,03	0,12
12,5	45000,0	1,9	1,3	0,002421	4,7983	284,29	0,29	13,83	0,02	0,10
13,0	46800,0	0,8	0,5	0,000936	4,7758	284,25	0,25	10,92	0,02	0,08
13,5	48600,0	0,2	0,1	0,000243	4,7571	284,22	0,22	8,67	0,02	0,06
14,0	50400,0	0,0	0,0	0,000027	4,7517	284,20	0,20	8,05	0,01	0,05
14,5	52200,0	0,0	0,0	0	4,7373	284,18	0,18	6,47	0,01	0,04
15,0	54000,0	0,0	0,0	0	4,7301	284,16	0,16	5,74	0,01	0,03

Tableau I-37-5:

pour: b=50m										
Tps(h)	Tps(S)	Q (m3/s)	Q <sub>moy</sub> (m3/s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm3)	▼ cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m3/s)	V <sub>sort</sub> (Mm3)	V <sub>f</sub> (Mm3)
0,0	0,0	0,0	1,1	0,002025	4,7020	284,11	0,11	3,93	0,007	0,00
0,5	1800,0	2,3	5,6	0,010125	4,7051	284,12	0,12	4,25	0,008	0,01
1,0	3600,0	9,0	14,6	0,026316	4,6974	284,10	0,10	3,46	0,006	0,00
1,5	5400,0	20,2	28,1	0,050607	4,7675	284,24	0,24	12,38	0,022	0,07
2,0	7200,0	36,0	46,1	0,082998	4,7958	284,29	0,29	16,89	0,030	0,10
2,5	9000,0	56,2	68,6	0,123489	4,8485	284,39	0,39	26,36	0,047	0,15
3,0	10800,0	81,0	95,6	0,17208	4,9245	284,53	0,53	42,20	0,076	0,22
3,5	12600,0	110,2	127,1	0,228762	5,0206	284,71	0,71	65,25	0,117	0,32
4,0	14400,0	144,0	163,1	0,293535	5,1319	284,92	0,92	95,43	0,172	0,43
4,5	16200,0	182,2	192,6	0,346671	5,2537	285,14	1,14	132,03	0,238	0,55
5,0	18000,0	203,0	187,8	0,33804	5,3627	285,34	1,34	167,51	0,30	0,66
5,5	19800,0	172,6	159,0	0,286209	5,3992	285,40	1,40	179,91	0,32	0,70
6,0	21600,0	145,4	133,3	0,239976	5,3616	285,33	1,33	167,14	0,30	0,66
6,5	23400,0	121,2	110,6	0,199008	5,3008	285,22	1,22	147,05	0,26	0,60

7,0	25200,0	99,9	90,6	0,16299	5,2351	285,11	1,11	126,21	0,23	0,54
7,5	27000,0	81,2	73,1	0,131607	5,1709	284,99	0,99	106,76	0,19	0,47
8,0	28800,0	65,0	58,1	0,104544	5,1103	284,88	0,88	89,31	0,16	0,41
8,5	30600,0	51,1	45,3	0,081477	5,0541	284,77	0,77	73,97	0,13	0,35
9,0	32400,0	39,4	34,5	0,062091	5,0025	284,68	0,68	60,66	0,11	0,30
9,5	34200,0	29,6	25,6	0,046062	4,9554	284,59	0,59	49,26	0,09	0,26
10,0	36000,0	21,6	18,4	0,033057	4,9128	284,51	0,51	39,61	0,07	0,21
10,5	37800,0	15,2	12,7	0,02277	4,8745	284,44	0,44	31,52	0,06	0,17
11,0	39600,0	10,2	8,3	0,014886	4,8405	284,37	0,37	24,85	0,04	0,14
11,5	41400,0	6,4	5,0	0,009081	4,8107	284,32	0,32	19,42	0,03	0,11
12,0	43200,0	3,7	2,8	0,005031	4,7848	284,27	0,27	15,08	0,03	0,08
12,5	45000,0	1,9	1,3	0,002421	4,7627	284,23	0,23	11,66	0,02	0,06
13,0	46800,0	0,8	0,5	0,000936	4,7441	284,19	0,19	9,02	0,02	0,04
13,5	48600,0	0,2	0,1	0,000243	4,7289	284,16	0,16	7,01	0,01	0,03
14,0	50400,0	0,0	0,0	0,000027	4,7265	284,16	0,16	6,72	0,01	0,03
14,5	52200,0	0,0	0,0	0	4,7144	284,13	0,13	5,28	0,01	0,01
15,0	54000,0	0,0	0,0	0	4,7094	284,12	0,12	4,72	0,01	0,01
15,5	55800,0	0,0	0,0	0	4,7009	284,11	0,11	3,81	0,01	0,00

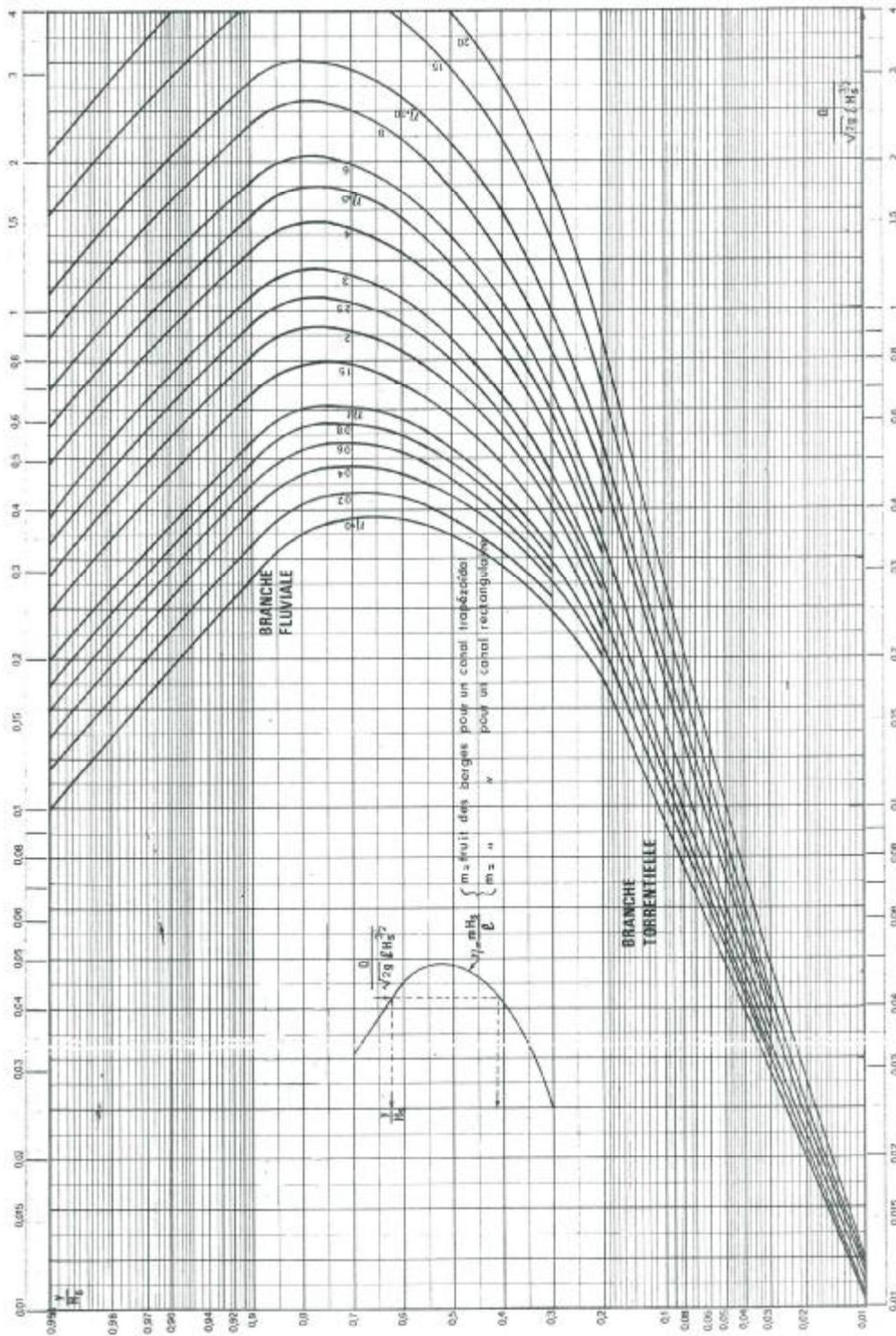
**Annexe N II.4 : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.**

N°	Matériaux	Talus	
		m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

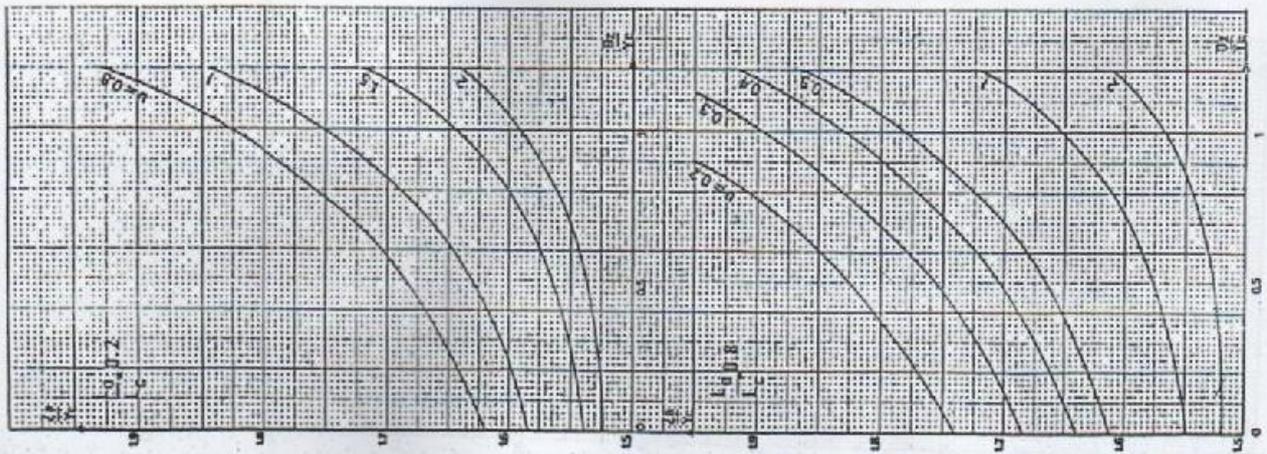
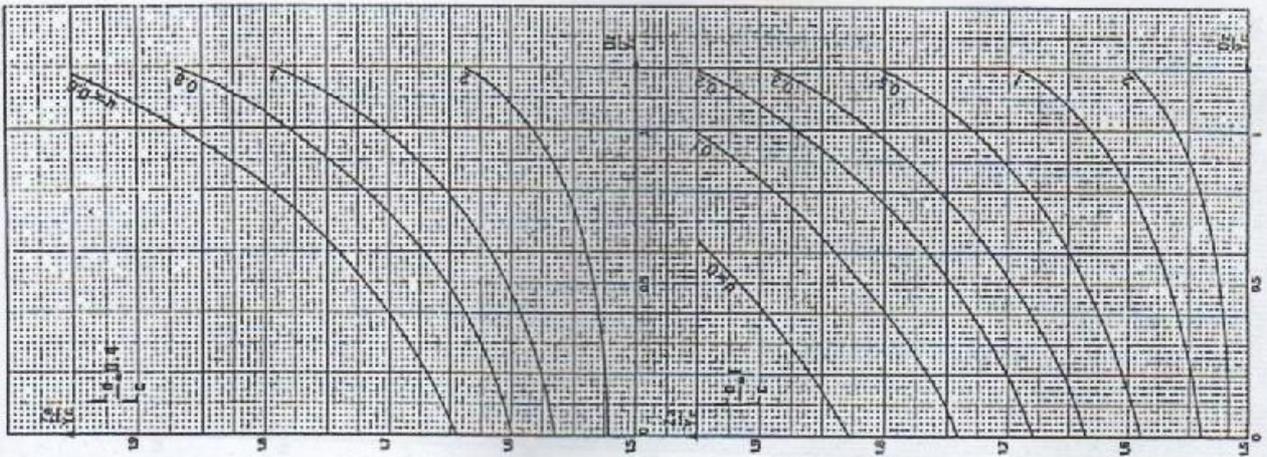
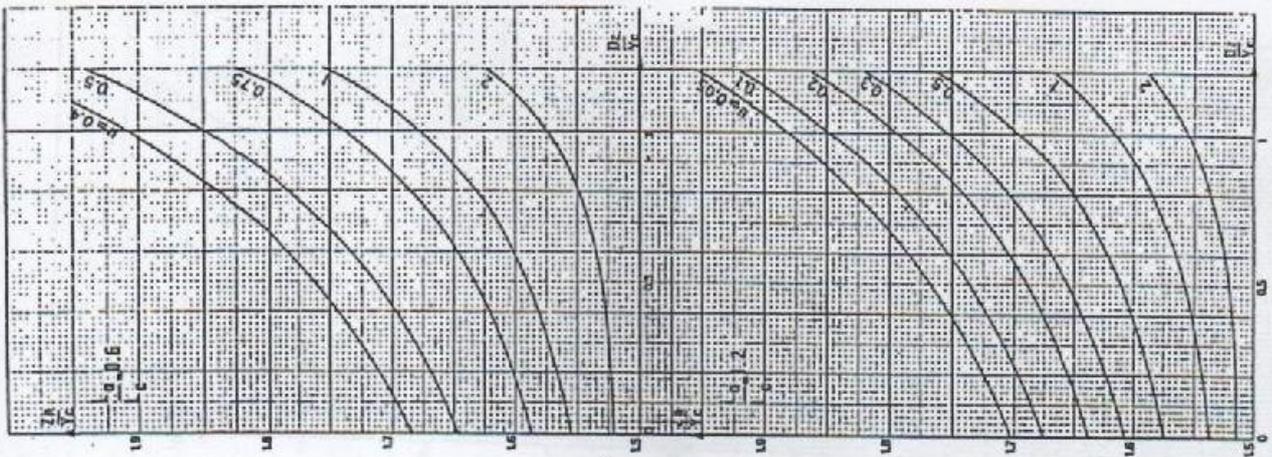
**AnnexeII .5: Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.**

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canivaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

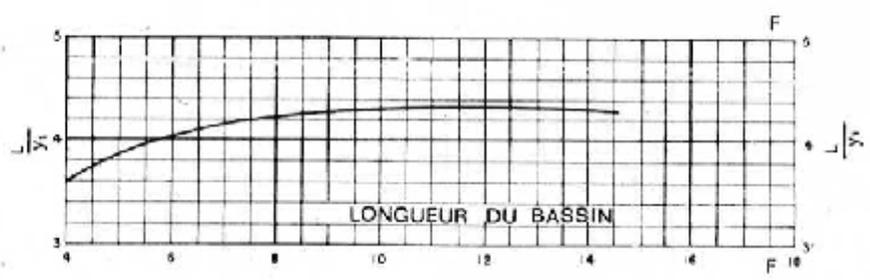
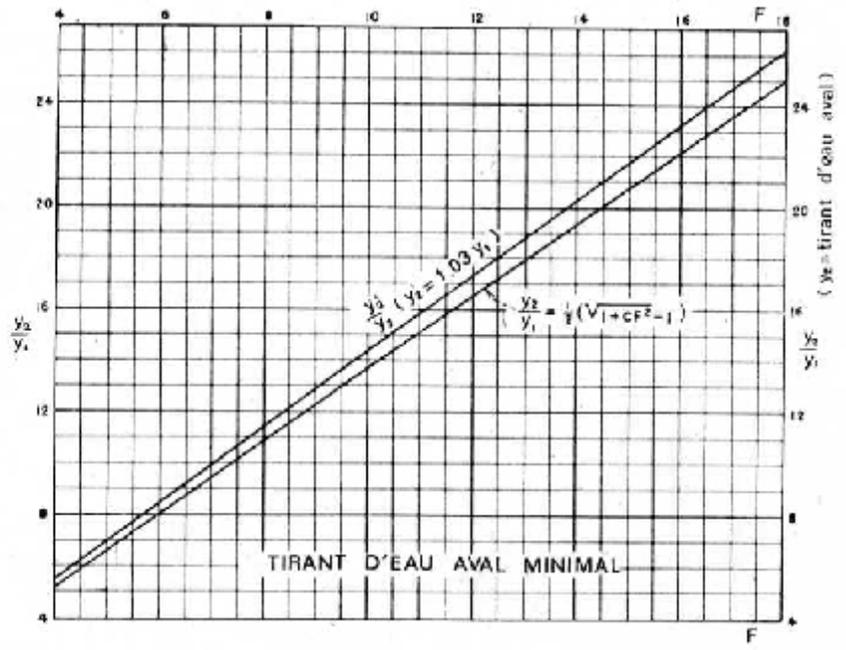
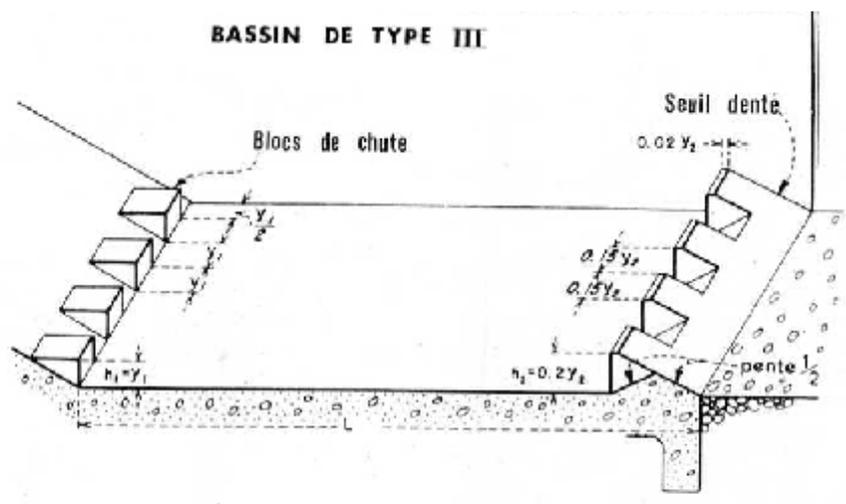
## Annexe II . 2: Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier



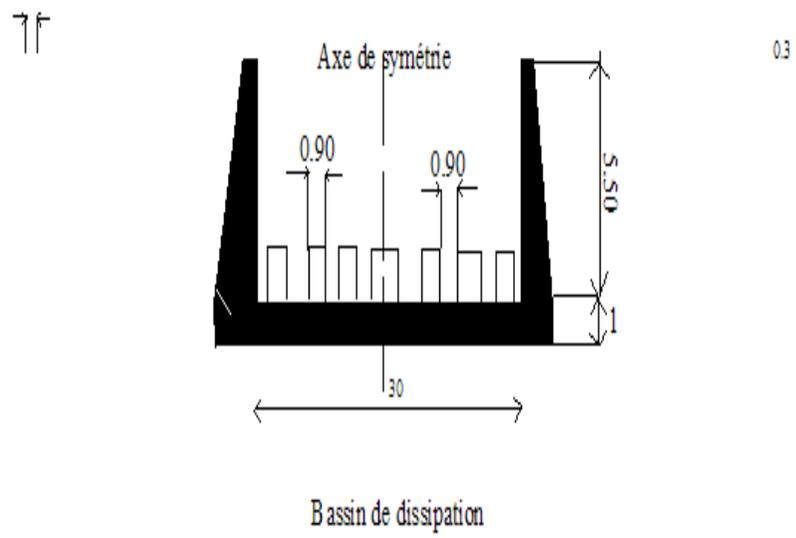
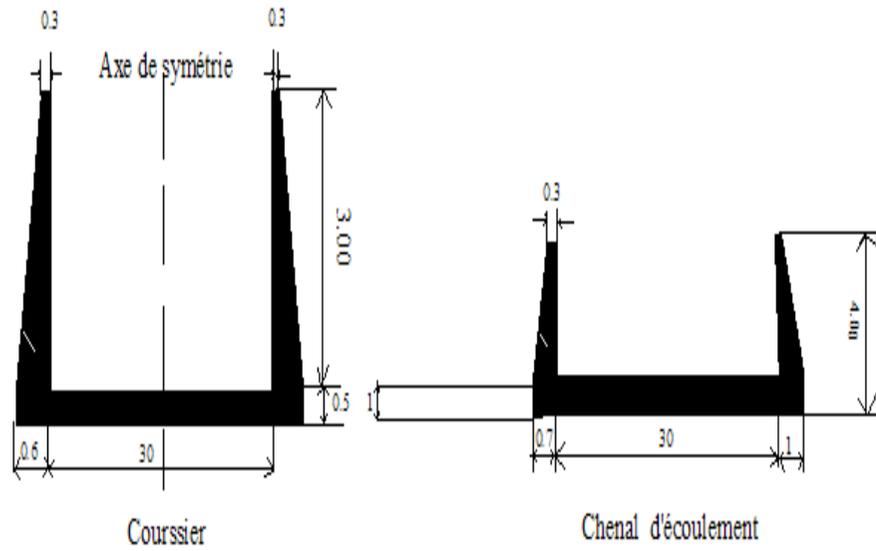
# EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.5$



L'annexe II.1.

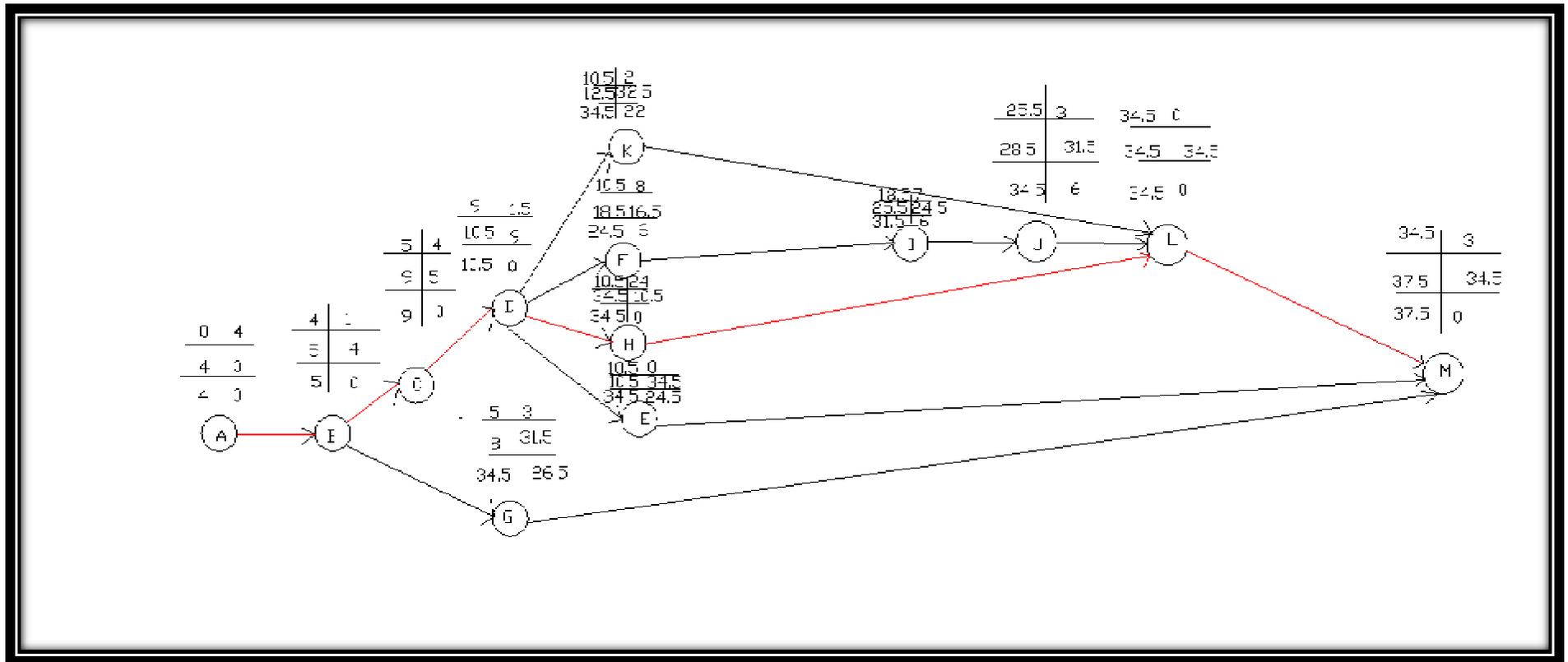


L'annexe .II.3





Annexe Réseau à nœud.







## *Références bibliographiques*

1. A.N.B.T (Etude topographiques du barrage de Berkèche)
2. A.N.B.T (Etude géologique et géotechnique du Barrage de BERKECHE)
3. Rapport de la SETHYAL (Société des Etudes Hydrauliques d'Alger) daté de 1979, intitulé: 'Schéma d'Utilisation des Apports des Oueds Berkeche–Metegour Bes Bes et Rassoul pour la création des Retenues en vue de l'Irrigation dans la Daira d'Ain Temouchent: Tome I'.
4. Rapport de la SETHYAL daté de 1981, intitulé: 'Etude de Faisabilité d'un Barrage sur l'Oued Berkeche – Partie Hydrologie.'
5. TOUAÏBIA Bénina (le cours de 3<sup>ème</sup> année, et le cours de 4<sup>ème</sup> année)
6. Entreprise Nationale des Projets Hydrauliques de l'Est dated 1988. " Etude de Faisabilité de (5) Barrages sur Oued Mellah Site No 02 Wilaya de Médéa.
7. TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
8. M. K. MIHOUBI (Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4<sup>ème</sup> Année)
9. HASSANE Mohammed, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
10. HASSANE Mohammed, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
11. HASSANE Mohammed (TD et projet de cours).

12. HASSANE Mohamed, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
13. M. HASSANE (Cours Hydraulique générale 4eme et d'ouvrage hydrotechnique 5ème Année)
14. AGUSTIN Alvarez Garcia, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica Hidraulica.S.A. Alger.
15. BACHIR CHERIF, (le cours de béton 4<sup>ème</sup> année).
16. B. BENLAOUKLI (Cours d'O.D.C 4eme et 5eme année).