

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI ABDELLAH

DEPRTEMENT SPECIALITES

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des ouvrages hydrotechnique.

**THEME:**

**Dimensionnement du la digue d'un petit barrage sur  
l'oued Djedra (w.Souk Ahras)**

**Présenté par :**

**Mr. REDJAIBIA SALEH**

**Promoteur :**

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

**Devant le jury composé de :**

**Présidente:**

**- M<sup>R</sup> .M HASSANE**

**Examineurs:**

**- M<sup>me</sup> ADDOU**

**- M<sup>R</sup> HADJ SADDOUK**

**- M<sup>R</sup> HABBOUCH**

**OCTOBRE 2011**

## **Introduction général :**

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

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

Dans cette optique, la wilaya de Souk Ahras a bénéficié d'un nombre projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le barrage de Djedra qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'alimentation en eau potable de la wilaya et l'arrosage des lapines de la région.

Le projet du barrage comporte deux types d'ouvrages, la digue et les ouvrages annexes, Dans notre étude on va étudier l'avant-projet détaillé de la digue.

Nous avons étudié les variantes de barrages suivantes :

- Barrages en terre homogène ;
- Barrages en terre zoné avec noyau en argile lumineux ;
- Barrages en enrochement avec masque amont.

Le contenu comprendra huit chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique,

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

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

Et un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail. En terminant de chapitre Avant-mètre et devis estimatif.

## **Introduction :**

Avant de commencer l'étude de l'avant-projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

## **I-1- Généralités sur les barrages :**

### **➤ Définition :**

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné.

En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit par une catastrophe, la plus part de temps.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter de celle donnée par le professeur H.PRESS de Berlin : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

### **➤ But des barrages :**

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

1-protection contre les crues

2-alimentation en eau potable

3-amélioration de la navigation

4-irrigation

5-production de l'énergie électrique

6-besoins industriels

7-autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement.

## **I.2. Situation géographique du site :**

Le site du barrage de Djedra se situe à une distance de 0,89 km de la RN 20 dont l'intersection se trouve à 4,35 km de la ville de Souk Ahras en direction de nord-est

L'accès au site peut s'établir par l'aval du barrage, plus précisément en rive gauche où il existe deux pistes qui permettront aux engins de passer,

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000 sont :

**X=408 ,03 Km**

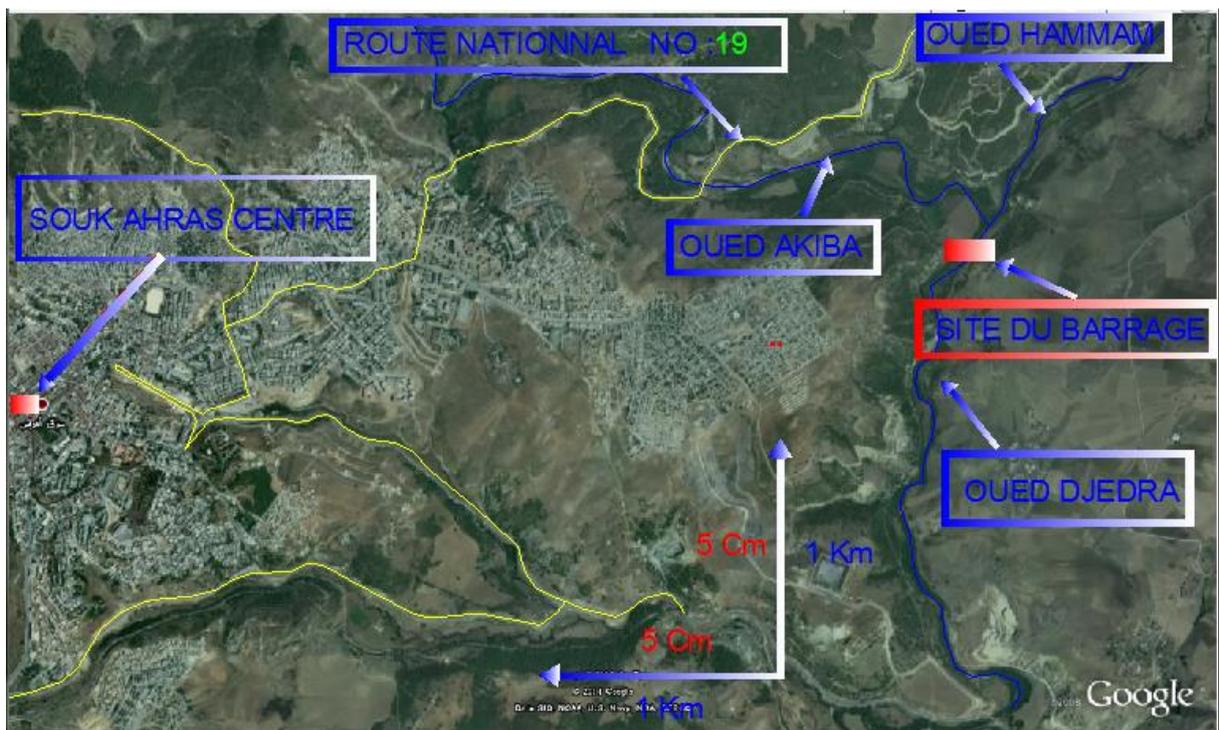
**Y=4017 ,77 Km**

**Z =500 m**

Le plan de situation de l'ouvrage est montré de la figure (I.1).



**Figure I.1 Plan de situation de l'ouvrage.**



**Figure I.2 : Situation Géographique du site. Echelle : 1 Cm → 0,2Km**

### **I.3. Documentation topographique.**

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant :

- Carte topographique Ech 1 :50 000 ;
- Levé topographique du site du barrage à l'échelle 1:1000 et de la cuvette de retenue à l'échelle 1:5000 (réalisé par CETB «Cabinet d'études techniques»)

### **I.4. Choix du site du barrage (et l'axe du barrage) :**

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

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

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable (le site Djedra-I).

Ses coordonnées sont :

**X = 408,03 Km.**

**Y=4017 ,77 Km.**

**Z = 500 m NGA.**

Au stade de l'Etude de faisabilité on a examiné deux sites de l'aménagement hydraulique sur l'oued Djedra :

- le site Djedra-I situé à 50 m en aval du confluent des oueds Hammam et Akiba
- le site Djedra-II situé à 2 km en aval du site Djedra-I.

Le site Djedra-II, selon les conditions géologiques, s'avérerait préférable car il est situé dans une vallée profonde et étroite. Les prospections ont été faites sur ce site. Dans les limites de la zone du site on a foré 6 sondages d'une profondeur de 70 à 80 m. Dans les sondages on a effectué 13 injections et 7 remplissages d'eau. On a prélevé les échantillons de roches dont 4 ont fait objet des essais de laboratoire. Les résultats des travaux de reconnaissances et d'essais ont permis de déterminer les conditions géologiques du site Djedra-II (qui est rejeté).

### **I.5. caractéristiques morphologiques :**

Le site d'oued **Djedra** est caractérisé surtout par des chaînes montagneuses qui dominent la région du bassin versant offrant ainsi des passages à l'oued qui s'achemine vers le sud.

L'oued est encadré par deux (02) monticules dont l'altitude maximale est de 866m avec un niveau de l'oued de l'ordre de 500m.

Le site du barrage est planté dans le rétrécissement de la vallée de l'oued Djedra à 50m en aval de son affluent Hammam en face du mont à la cote absolue 500m. Selon les conditions morphologiques le site est assez favorable : largeur de la vallée au fond est à peu près 100 mètres.

### **Climat :**

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued Djedra jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale.

La caractéristique essentielle de ce climat réside dans l'alternance d'une saison sèche et chaude (mai-septembre) avec précipitation moyenne 23,45mm et d'une saison pluvieuse et humide (octobre –avril) précipitation moyenne 74,55mm.

La température moyenne en été est de 36,6° C.

Les mois le plus pluvieux sont décembre et janvier avec une moyenne de 90,88mm et 91,74mm respectivement.

Les mois le moins pluvieux sont juillet et aout avec une moyenne de 5,80mm et 11,79 mm respectivement.

## **II.1. ETUDE GEOLOGIQUE :**

### **Introduction :**

L'établissement d'un projet nécessite absolument la procédure de s'assurer sur certain nombre de critère d'ordre géotechnique et géologique à raison de justifier notre choix de site.

Cette étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette et de recherches les zones d'emprunts.

Les travaux géologiques in situ (forage des sondages, creusement des puits, injection d'eau sous pression dans les sondages selon la méthode de Lugeon, remplissages d'eau dans les sondages selon Lefranc, études pressiométrique) ainsi que les travaux topo-géodésiques et une partie de travaux de laboratoire ont été exécutés par les Entreprises Algériennes selon la commande de l'Agence Nationale des Barrages (ANB) et ce à partir du mois de décembre 1997 (y compris les recherches au niveau de la justification technique et économique du projet) jusqu'au mois de juillet 2002 conformément aux programmes de travaux établis par le Bureau d'Etude relevant de l'Entreprise d'Etat « Zarubezhvodstroy ».

Les reconnaissances géophysiques (sondage électrique vertical-SEV) ont été exécutées par le Bureau d'Etude « Zarubezhvodstroy » en février-mars 2000.

### **II.2. Etude et reconnaissances réalisées sur le site :**

La caractéristique de la structure géologique de la vallée de l'oued Djedra est faite sur la base des cartes géologiques de l'Algérie à l'échelle 1 : 200000 et 1 : 50000 (« Souk-Ahras ») ainsi de la monographie de David L. « Etude de la géologie des monts de la Haute Medjerda » éditée en 1956 que des résultats d'interprétation des photos aériennes à l'échelle 1 : 20000 et des données d'investigations géologiques du territoire.

➤ **Topographie :**

Levé topographique du site du barrage à l'échelle 1:1000 et de la cuvette de retenue à l'échelle 1:5000 (réalisé par CETB «Cabinet d'études techniques»). (Bureau d'Etude de l'Entreprise d'Etat « Zarubejvodstroy »)

### **II.3. Reconnaissance géologiques et géotechniques :**

Lors de l'exécution des travaux de reconnaissances (y compris ceux réalisés au niveau de la justification technique et économique) on a réalisé les genres de travaux suivants :

- réalisation des travaux géophysiques dans la zone du site du barrage (26 points de sondage électrique vertical-SEV) exécutés par le Bureau d'Etude « Zarubejvodstroy »
- forage de deux sondages non carottés de 20-30m de profondeur chacun (SR-126, 128), avec la réalisation des essais pressiométriques.
- réalisation de 7 puits dans la carrière de terrains cohérents d'une longueur totale de 24 m avec le prélèvement de 6 échantillons en vrac (réalisés par Entreprise Publique Economique HYDRO-TECHNIQUE. Unité Travaux Spéciaux).

### **II.4. Géologie de la région :**

***Dans la zone des ouvrages en projet (barrage, retenue d'eau) sont reconnus les terrains carbonatés, marins, carbonato-terrigènes et terrigènes du Trias Crétacé supérieur et Paléogène. Les faciès continentaux représentent les formations meubles et faiblement cimentées du Pléistocène-Holocène.***

Les terrains triasiques (t) affleurent dans les structures diapiriques Souk-Ahras (Diapir de Souk-Ahras), dans les bords et fond du lit de l'oued Djedra. Ces terrains sont fortement déformés, broyés et ne présentent pratiquement nulle part des relations normales avec les séries sus-jacentes. Le mur des séries triasiques n'est pas connu dans la région d'étude.

#### **Stratigraphie générale :**

Sur la carte géologique à l'échelle 1 :50000 parmi les terrains triasiques on a mis en relief :

**Formations grésogypso-argileuses à fragments de roches variées (t) :**

Il s'agit d'une formation plastique représentée par un mélange chaotique de marnes et d'argiles bariolées avec grès et gypse en moindres quantités qui renferme de petits fragments de roches carbonatées ou terrigènes d'âge varié et quelquefois mêmes des fragments de roches d'origine plutonique.

Dans le diapir triasique en amont de l'oued Djedra prédominent les marnes argileuses jaunes et les marnes gréseuses verdâtres. Les argiles et les marnes du diapir de la zone du site de barrage sont colorées en tons violet ocré et jaune. Des efflorescences et enduits de sel gemme et de gypse finement cristallin apparaissent souvent sur la surface altérée de ces roches. Dans les argiles marneuses les grès et le gypse sont sous forme d'intercalations et de lentilles.

L'introduction des masses argilo-gypseuses plastiques dans l'enveloppe sédimentaire crétacée se faisait suivant les zones de failles régionales ou les zones de forte fissuration.

Sur la carte géologique à l'échelle 1:50000 les grands panneaux de roches carbonatées et terrigènes faisant partie de la masse grésogypso-argileuse ont été individualisés en tant qu'unités lithologiques indépendantes.

➤ **Calcaires :**

Les fragments et blocs de calcaires de teinte grise ou noire intercalés de marnes et de dolomies jaunes sont omniprésents dans les diapirs. Le calcaire est à grains fins, souvent dolomitisé, à texture massive affleurant sous forme lenticulaire d'une épaisseur de quelques centimètres jusqu'à 2m et plus.

➤ **Grès, argiles, marnes :**

Des blocs isolés constitués de grès micacés, intercalés d'argiles bariolées et de marnes de teinte rougeâtre ou verdâtre, sont constatés dans les diapirs.

➤ **Dolomies :**

Des témoins de dolomies sont observés dans le diapir de Souk Ahras. Les dolomies sont généralement à grain fin, légèrement poreuses quelques fois remarquablement litées. Les cargneules sont sous forme de blocs de teinte jaune et brune.

Les roches du Crétacé supérieur affleurant dans la vallée de l'oued Djedra sont représentées par des formations du Santonien et du Campanien.

Le Campanien supérieur se subdivise en deux séries : série inférieure (C<sup>5b</sup>) représentée de préférence par des calcaires et série supérieure (C<sub>m</sub><sup>5b</sup>) marneuse.

La coupe de la série inférieure est représentée par des calcaires gris clair et gris à jaunâtre (la carrière de pierres est rattachée à ces calcaires) et des calcaires marneux gris clair. Les calcaires (80-95%  $\text{CaCO}_3$ ) sont disposés sous forme de bancs massifs de 0,3 à 0,8m en alternance avec de fines couches de marnes grises (0,1m). La puissance de la série varie de 80 à 100m.

Les formations quaternaires sont largement développées dans la vallée de l'oued Djedra. Elles se distinguent par leur genèse, rattachement géomorphologique et leur géochronologie relative.

DJEDRA. CARTE GEOLOGIQUE DU SITE DU BARRAGE

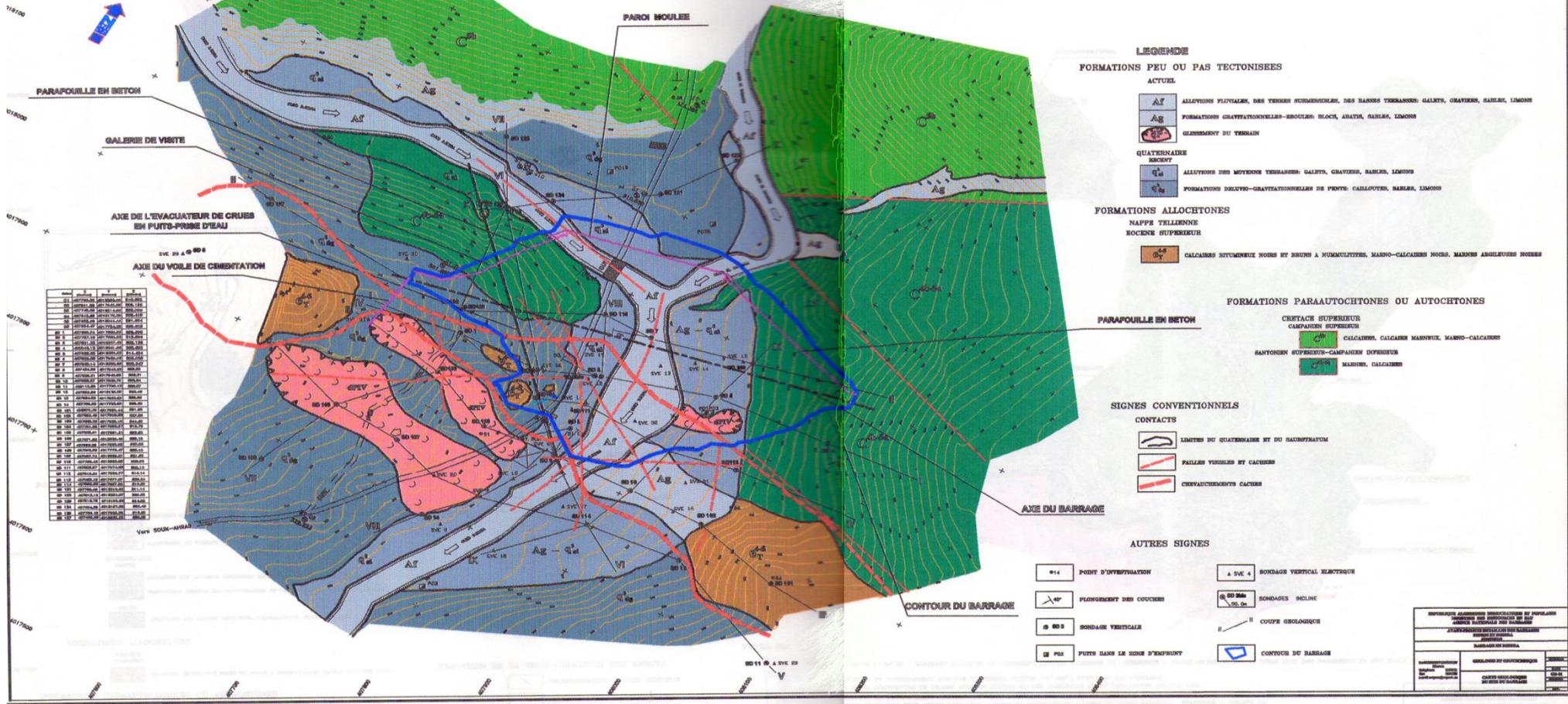


Figure II.1 : Carte géologique

## **II.5. Sismicité :**

Sur la base d'analyse des données d'observations sur l'activité sismique au cours de la période de 1365 à 1992 le territoire de l'Algérie est divisé en 5 régions (a, b, c, d, e) et ce en fonction de l'intensité maximale enregistrée des tremblements de terre  $I_0$  (en degrés, de l'échelle de XII-degrés MSK-64 ou de Mercalli-MM).

La zone de construction de l'aménagement hydraulique Djedra se situe dans la zone de faille Medjerda, donc elle fait partie de la région d qui comprend :

- La région Constantine dont l'activité sismique importante est conditionnée par la présence d'une faille tectonique et la région de Guelma,  $I_0 = IX$  degrés
- La région entre Annaba et El Kala,  $I_0 = VII$  degrés.

Dans le Tableau II.1. Figure le relevé des tremblements de terre qui ont été enregistrés dans cette zone pour une période d'observations indiquée avec une intensité supérieure à IV degrés.

Ce tableau ci- démontre que pour la période étudiée on a enregistré, dans la zone d deux tremblements de terre à l'intensité de VIII-IX degrés. L'épicentre du premier tremblement (Guelma, 1937) se situe à 100km vers NO de Souk Ahras (cité la plus proche du chantier de l'aménagement hydraulique Djedra). L'épicentre du deuxième (El Khroub, 1947) se situe à 120km vers l'Ouest de Souk Ahras.

Caractéristiques des tremblements de terre éventuels.

### **II.5.1.Le tremblement de terre de projet :**

Avec la période de retour égale à 1000 ans. L'intensité maximale du séisme observé le plus proche de l'aménagement hydraulique Djedra (Oued Cheham, région de Souk Ahras, 1980) fait VII degrés selon l'échelle «MM», la magnitude étant égale à  $M=5,2$ . Le chantier du barrage Djedra se trouve dans la zone à VIII degrés. Pourtant il existe une série de circonstances qui fait augmenter sensiblement le niveau de danger.

**II.5.1. Caractéristique des tremblements de terre Enregistrés à la distance de 50 à 100 km à partir du chantier de construction de l'aménagement hydraulique Djedra.**

**Tableau II.1. Caractéristique des tremblements de terre (région S.A).**

<b>N°</b>	<b>Dénomination du séisme</b>	<b>Date</b>	<b>Coordonnées de l'épicentre</b>	<b>Magnitude M</b>	<b>Degré, I<sub>0</sub></b>	<b>Profondeur du foyer, km</b>	<b>Rayon d'influence, km</b>
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>
1	Guelma	10.02.1937	36.60° N 07.50°E	5,4	VIII-IX	-	100
2	EIKhroub (région de Constantine)	06.08.1947	36.30°N 06.67° E	5,7-6,5	VIII-IX	-	70
3	El Kala (région d'Annaba)	27.10.1947	37.60° N 08.50°E	-	V-VI	-	-
4	Belkheir (région de Guelma)	16.03.1978	36.40° N 07.42° E	4,5-4,7	V	-	-
5	OuedCheham (région de Guelma)	05.02.1980	36.37° N 07.70°E	4,1-4,6	V-VI	-	-
6	OuedCheham (région de Souk Ahras)	21.12.1980	36.42° N 07.76° E	5,2	VII	-	-
7	Guelma	14.11.1980	36.45° N 07.36°E	4,1	V	-	-
8	Constantine	20.12.1981		3,3	V	-	-
9	Constantine	20.12.1983	36.45° N 06.60°E	4,7	V	-	-
10	El Khroub (région de Constantine)	27.10.1985	36.30° N 06.67°E	5,5-6,0	VIII	13	130

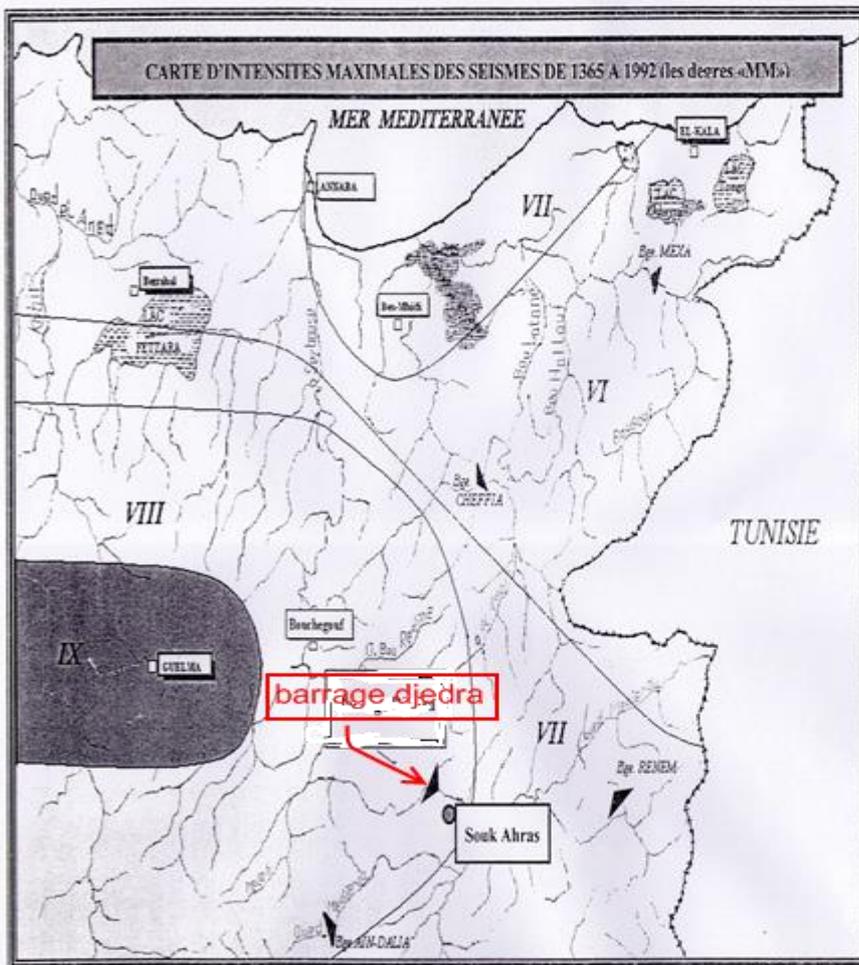
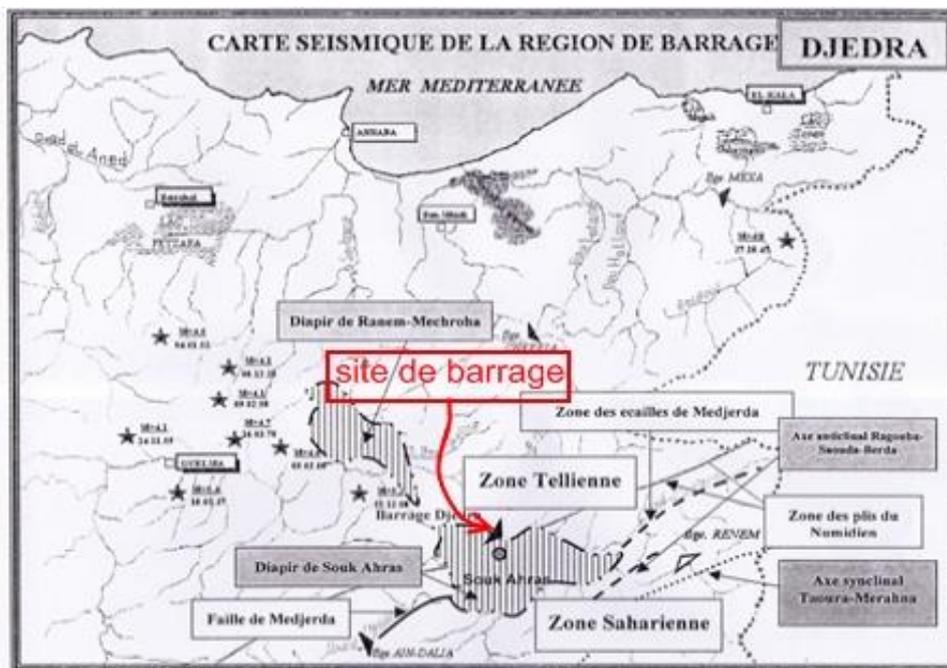


Figure .II.2 Carte des zones sismiques (la région).

## **II.6. ETUDE GEOTECHNIQUE :**

### **II.6.1 Recherches effectuées et études de fondation :**

- **fouilles sondages carotte :**
- forage de deux sondages non carottés de 20-30m de profondeur chacun (SR-126m, 128m), avec la réalisation des essais pressiométriques.
- réalisation de 7 puits dans la carrière de terrains cohérents d'une longueur totale de 24 m avec le prélèvement de 6 échantillons en vrac (réalisés par Entreprise Publique Economique HYDRO-TECHNIQUE. Unité Travaux Spéciaux).

#### **1. Barrage :**

Les roches mères formant la partie axiale de la fondation du barrage du point de vue lithologique ce sont les marnes gris et gris foncé. La densité des marnes en état naturel fait en moyenne  $\rho=2,44\text{g/cm}^3$ , la densité sèche faisant en moyenne  $\rho=2,35\text{g/cm}^3$ .

La limite de résistance des marnes à la compression simple à la teneur en eau naturelle fait en moyenne  $\text{RCS}=224 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **2. Tour de prise d'eau :**

La structure géologique de la fondation de la tour de prise d'eau est prospectée par le sondage SD-12. La partie supérieure de la coupe (jusqu'à la profondeur de 3,1m) est formée par les dépôts alluviaux du Quaternaire supérieur présentés de limons avec inclusions de graviers et de galets.

Le module pressiométrique (de calcul) normatif de déformation pour les marnes argileuses qui serviront de fondation de la tour de prise d'eau fait  $E=1162 \text{ bars}$ .

#### **3. Cuvette de la retenue :**

La structure géologique de la cuvette de la retenue nous intéresse avant tout comme le facteur d'estimation des pertes par infiltration. Ces dernières dépendent avant tout de la lithologie, du degré de fissuration, de la puissance des roches qui forment la cuvette de la retenue.

Sur la coupe géologique suivant l'axe du barrage une assise de formations récentes de 5 à 10 mètres présentée par graviers blocs et galets remplis de sable de limons et de limons sableux marne se reposent sur les roches mères.

## **II.7 Matériaux de construction :**

### **II.7.1 Introduction :**

Cette étude présente au niveau du projet d'exécution nous à permis de préciser la nature les caractéristiques et la configuration des terrains et de confirmer le volume disponible de

matériaux nos recherches ce sont déroulées dans les alentours immédiats de la retenue en premier lieu.

## II.7.2 Zone d'emprunt :

### Carrières et zones d'emprunt des matériaux de construction :

#### ➤ Carrière de pierres :

Cette carrière se situe à 1,5 km en amont du barrage suivant la vallée de l'oued Hammam.

Pour la reconnaissance de la carrière on a foré 4 sondages de 50m de profondeur chacun. Dans la coupe de l'assise exploitable prédominant (en pourcentage) les calcaires (à peu près 80%), les calcaires marneux (20%). Les eaux souterraines ont été détectées dans le seul sondage à la profondeur de 47,4m.

**Tableau II.2. Calcul des réserves utiles.**

Numéro du bloc de calcul	Superficie, m <sup>2</sup>	Epaisseur moyenne de la découverte, m	Epaisseur moyenne de l'assise exploitable prospectée, m	Volume de l'assise exploitable, m <sup>3</sup>
IC	30 000	0,5-5,0	50	500 000
IIC	15 000	0,0-7,0	40	600 000
IIIC	50 000	10,0-20,0	25	250 000
<b>TOTAL :</b>			<b>1 350 000</b>	

Donc, les réserves de pierres prospectées dépassent les besoins demandés de plus de 2 fois. On suppose d'utiliser la pierre pour le remblai du corps du barrage, l'encrochement des talus et du lit du canal de restitution d'évacuateur d'eau.

**Tableau II.3. Résumé des résultats géotechniques.**

paramètre	symbole	unité	La valeur
La densité des calcaires	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,56
la densité sèche de la roche	$\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	2,54
La porosité	n	%	5,6
L'indice de vide	e	%	6
limite de résistance à la compression simple	R <sub>CS</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	782
La densité des calcaires marneux	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	2,57
la densité sèche de la roche	$\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	2,52
limite de résistance à la compression simple fait	R <sub>CS</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	342
cisaillement simple : Les valeurs normatives (CU) :			
-angle de frottement	$-\varphi$	-degré	*25
-coefficient de cohésion	$-C_n$	- kg/cm <sup>2</sup>	*0,55

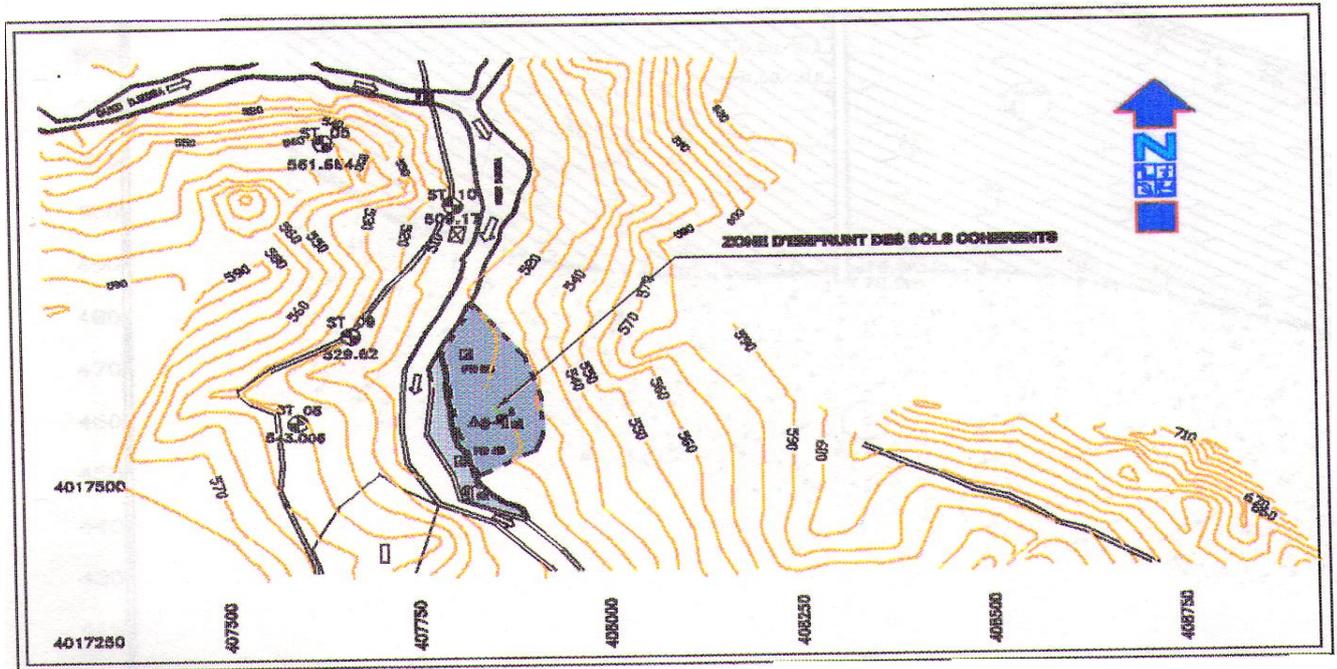
Les calcaires sont classés comme roches résistantes.

On suppose d'utiliser la pierre pour le remblai du corps du barrage, l'enrochement des talus et du lit du canal de restitution d'évacuateur d'eau.

➤ Carrière de terrains cohérents :

(Coordonner Lambert du site : X=407.84722, Y=4018.78571).

**FIGURE II.3 : Plan de situation de zone d'emprunt.**



Les formations argilo-limoneuses cohérentes qu'on pourrait utiliser pour les éléments d'étanchéité du barrage sont développées dans la vallée de l'oued Djedra d'une manière restreinte.

Lors de la recherche de gisements de terrains cohérents on a prospecté quatre endroits. Les travaux de reconnaissances comprenaient l'exécution des puits en utilisant également les sondages forés dans la région du site du barrage.

- IB – entre les oueds Djedra et Hammam à l'endroit de leur confluent
- IIB – versant gauche de la vallée de l'oued Djedra, région du site du barrage
- IIIB – versant gauche de la vallée de l'oued Djedra, bief aval du barrage
- IVB – versant gauche de la vallée de l'oued Djedra, à 0,5km en aval du confluent des oueds Djedra et Hammam.

Le calcul de réserves de terrains argilo-limoneux dans la carrière est donné dans le tableau II.4.

**Tableau II.4. Calcul de réserves de terrains argilo-limoneux.**

<b>Caractéristique du bloc de calcul de réserves</b>			
<b>N<sup>o</sup>N<sup>o</sup></b>	<b>Superficie, m<sup>2</sup></b>	<b>Puissance moyenne de l'assise utile, m</b>	<b>Volume de réserves, m<sup>3</sup></b>
IB	8 000	3,0	59 000
IIB	15 000	2,5	47 000
IIIB	10 000	2,5	50 200
IVB	20 000	1,0	32 098
<b>TOTAL :</b>			<b>188 298</b>

**Argiles :**

**Tableau II.5. Résumé des résultats géotechniques (pour l'argile).**

<b>paramètre</b>	<b>symbole</b>	<b>unité</b>	<b>La valeur</b>
<b>la teneur en eau optimale</b>	$W_{opt}$	%	18,0-22,5
<b>La teneur en eau à la limite de fluidité</b>	$W_L$	%	0,540
<b>la teneur en eau à la limite de plasticité</b>	$W_P$	%	0,267
<b>L'indice de plasticité</b>	$I_P$	%	0,253
<b>la densité moyenne sèche</b>	$\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	1,65
<b>cisaillement simple ; Les valeurs normatives (CU) :</b>			
<b>-angle de frottement</b>	$-\varphi$	-degré	*15
<b>-coefficient de cohésion</b>	$-C_n$	- kg/cm <sup>2</sup>	*0,26

**Limons :**

**Tableau II.6. Résumé des résultats géotechniques (pour Limon).**

paramètre	symbole	unité	La valeur
la densité moyenne sèche	$\rho_d$	g/cm <sup>3</sup>	1,74
la teneur en eau optimale	W <sub>opt</sub>	%	16,5
La teneur en eau à la limite de fluidité	W <sub>L</sub>	%	0,31
la teneur en eau à la limite de plasticité	W <sub>P</sub>	%	0.16
L'indice de plasticité	I <sub>P</sub>	%	0,15
<b>cisaillement simple ; Les valeurs normatives (CU) :</b>			
-angle de frottement	- $\phi$	-degré	*19
-coefficient de cohésion	-C <sub>n</sub>	- kg/cm <sup>2</sup>	*1,13

➤ **Carrière de galets :**

La carrière de galets est située à 150m en amont de l'oued Djedra à partir du confluent avec l'oued Hammam. Elle se rattache au lit et à la première terrasse fluviale de l'oued Djedra formés de dépôts alluviaux de l'Holocène-Pléistocène supérieur (Af-q<sup>3al</sup>).

Du point de vue granulométrique ce sont les galets (teneur en particules plus de 10mm dépasse 50%), avec les inclusions, parfois en quantité importante (20-30%), de blocs remplis de sable et gravier et plus rarement de gravier et limons sableux.

En tout on a prospecté trois zones. Les travaux de reconnaissances consistaient en réalisation des sondages des puits ainsi qu'en travaux géophysiques en utilisant les points de sondage électrique vertical :

- IA– zone éloignée, endroit le plus large de la vallée rattaché à la surface de la terrasse haute du Pléistocène supérieur. Les galets sont recouverts à partir de la surface d'une couche de 1,0 à 4,0 m d'épaisseur composée de formations limoneuses et limono-sableuses avec de rares inclusions de galet et de blocs.
- IIA – zone est rattachée à la terrasse basse de l'oued Djedra. La couche de couverture est absente, les galets se trouvent sur la surface.
- IIIA – zone la plus étroite de la vallée. A partir de la surface les galets sont recouverts d'une couche de sable parfois de sable argileux de 0,2-1,0 m d'épaisseur.

Le calcul du volume de réserves de galets dans la carrière est donné dans le tableau II.7.

**Tableau.II.7.calcul du volume de réserves de galets.**

<b>CARACTERISTIQUE DU BLOC DE CALCUL DE RESERVES</b>				
<b>Nº.Nº</b>	<b>Superficie, m<sup>2</sup></b>	<b>Puissance moyenne de la découverte, m</b>	<b>Puissance moyenne de l'assise outile, m</b>	<b>Volume de réserves, m<sup>3</sup></b>
IA	80 000	2,5	4,0	20 000
IIA	25 000	-	6,0	40 000
IIIA	20 000	1,5	3,5	60 000
<b>TOTAL :</b>				<b>120 000</b>

Donc les réserves prospectées de galets font à peu près 100 000 m<sup>3</sup>.

A part cela, le volume supplémentaire de galets (de 30 à 400 000.m<sup>3</sup>) pourrait provenir de la terrasse alluviale de la rive droite située à 200 m en amont à partir de la limite Nord-Ouest de la carrière prospectée. On suppose d'utiliser les galets dans les zones de transition, filtres et dans les remblais.

➤ **Pierres cassées et sable pour la fabrication du béton :**

Situe à 1,5km en amont du barrage suivant la vallée de l'oued Hammam. Les besoins en pierres cassées pour la fabrication du béton font à peu près 40-50 mille m<sup>3</sup>. On suppose de les obtenir à partir des calcaires provenant de la carrière de pierres. Les calcaires sont denses, de couleur gris à jaunâtre, en plaquettes fines et grosses.

Afin de pouvoir déterminer l'utilité de ces roches pour la préparation du béton on a prélevé les échantillons des sondages forés dans la carrière. Ces échantillons ont été essayés au Laboratoire de chantier CMO-3 « VODSTROY ». Les résultats de ces essais figurent ci-après dans les tableaux II.8. et II.9.

**Tableau II.8. Caractéristiques principales physiques et mécaniques des pierres cassées.**

Nº	Genres d'essais	Valeurs des indices	Exigences selon les normes russes (GOST) 2663-91 pour le béton lourd
1	Densité réelle des grains de pierres cassées (g/cm <sup>3</sup> ).	2,67	2,0-2,8
2	Teneur en formes plates et angulaires des pierres cassées, en, % ♦ fractions 5-10mm ♦ fractions 10-20mm	15 25	< 35
3	Classe des pierres cassées selon la broyabilité, kg/cm <sup>2</sup> ♦ sans saturation $\Delta_p=13,4\%$ ♦ avec saturation $\Delta_p=21,0\%$	1000 800	Bons pour les bétons de classes : B 25(M350) et B30(M400)

Tableau II.9. Granulométrie de pierres cassées.

Dimensions des fractions en mm, teneur en %			
30-20(mm)	20-10(mm)	10-5(mm)	moins 5
20,1%	44,4%	21,3%	14,2 %

### II.8 Essais au laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

➤ **Les essais d'identification comprennent :**

- L'analyse granulométrique qui étudie la répartition des grains constituant le sol selon leur taille.

- Limites d'Atterberg : caractérisant les différents états de consistance d'un sol fin (limite de plasticité ; limite de liquidité ; indice de plasticité)

➤ **Les essais mécaniques comprennent :**

- les essais de compressibilité : le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements aux sols en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps de ses mêmes tassements.

- L'essai triaxial pour la détermination de l'angle de frottement interne et la cohésion spécifique et éventuellement les contraintes normales et tangentielles admissibles.

- L'essai Proctor normale pour déterminer la densité max requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage.

### **II.8.1. Résultats et interprétation des essais de laboratoire :**

### **II.8.2. site de barrage :**

**Figure II.4 Coupes des sondages :**



Direction: Verticale  
 Déviation de la verticale: 0°  
 Début 17 avril 1998  
 Fin 27 mai 1998

Coordonnées  
 X = 407 821,22  
 Y = 4 018 007,49  
 Cote absolue de la tête du sondage: Z = 502,14

Ø SONDAGE (mm) NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %										TAUX			COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q, l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION K <sub>r</sub> , m/j
					10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	D'ALTERATION	DE RESISTANCE	DE FISSURATION			
	70,0		e <sub>r</sub> 4-5	Calcaire nummulitiques, gris brunâtre, fort fissuré	RQD=32%										A1	C2	F4	M 69,6-69,8		
	75,0				RQD=36%															
	80,0				RQD=20%															
	85,0				RQD=0%															
	90,0				RQD=10%															
	95,0				RQD=30%															
	100,0																F4			401,64

Sondage est terminé à une profondeur de 100,5 m

DIRECTION : VERTICALE  
 DEVIATION DE LA VERTICALE : 0°  
 DEBUT : 9 mars 2001  
 FIN : 27 mars 2001

COORDONNEES :  
 X = 5 320,20  
 Y = 3 187,78  
 COTE ABSOLUE DE LA TETE DE FORAGE : Z = 527,76

Ø SONDAGE (mm)	NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %										TAUX		COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q, l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION Kf, m/j		
						10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	D'ALTERATION	DE RESISTANCE				DE FISSURATION	
140		5,0		q <sup>3</sup> <sub>sp</sub>	Formations déuvio-proluvium - limon brun jaunâtre avec insertions des cailloux et graviers mal roulés																	
		10,0		C <sup>5b</sup>	Calcaires de sous-étage de Campan supérieur - massifs, de couleur gris jaunâtre, résistants, denses															520,76		
		15,0				RQD=67%															F3	M 12,58-12,86
		20,0				RQD=57%																M 17,53-17,83
		25,0				RQD=49%															F4	M 25,58-25,93
		30,0				RQD=59%															AZ C1 C2 F3	M 31,46-31,76
		35,0				RQD=86%															F2	M 35,40-35,78
		40,0				RQD=23%															F5	
		45,0				RQD=79%															F2	M 42,0-42,4
		50,0				RQD=90%															F1	M 47,0-47,27

SONDAGE EST TERMINE A LA PROFONDEUR DE 50,0 m



SVE 6					
NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	$\rho$ (om.m)	DESCRIPTION
	5,0		Af	13	Limons avec galets et sable au-dessous du niveau des eaux souterraines
	10,0			8	Limons avec galets et sable au-dessous du niveau des eaux souterraines
	15,0		C <sup>4b-5a</sup>	32	Marne résistante, calcique
	20,0			9	Marne argileuse
	60,0				
65,0					

SVE 7					
NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	$\rho$ (om.m)	DESCRIPTION
	5,0		Ag	18	Limons avec pierres cassées et arène
	10,0			70	Calcaire altéré
	15,0		e <sub>T</sub> <sup>4-5</sup>	10	Marne argileuse avec intercalations des argiles
	20,0			120	Calcaire peu fissuré avec intercalations des marnes
	65,0				

SVE 8					
NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	$\rho$ (om.m)	DESCRIPTION
			Ag-Af	32/13	Limon avec pierres cassées et galets
	5,0		C <sup>4b-5a</sup>	15	Marne fissurée
	10,0		t	40	Complexe de Trias (brèche avec inclusions du gypse cristallin)
	15,0				
	20,0				
	25,0				
	30,0				
	35,0		C <sup>4b-5a</sup>	4	Marne argileuse, fort fissurée, peu résistante, de l'humidité élevée
	40,0				
	45,0				
	50,0				
	55,0				
	60,0				
	65,0				

➤ Essai pressiométrique Ménard :

*Afin de déterminer le module de déformation générale des marnes argileuses formant la fondation de la tour de prise d'eau on a foré deux sondages non carottés SD de 20 et 30m de profondeur chacun dans lesquels on a fait les essais pressiométriques selon la méthode Ménard. Dans le sondage SD-1 on a réalisé trois essais pressiométriques (de 7, 13 et 18 mètres de profondeurs), alors que dans le sondage SD-2 on en a réalisé 6 essais (de 5, 6, 11, 16, 23 et 28 mètres de profondeurs).*

II.8.3. Zone d'emprunte :

Figure II.6. quelque sondage dans la zone d'emprunt :

**SONDAGE SD-2A**

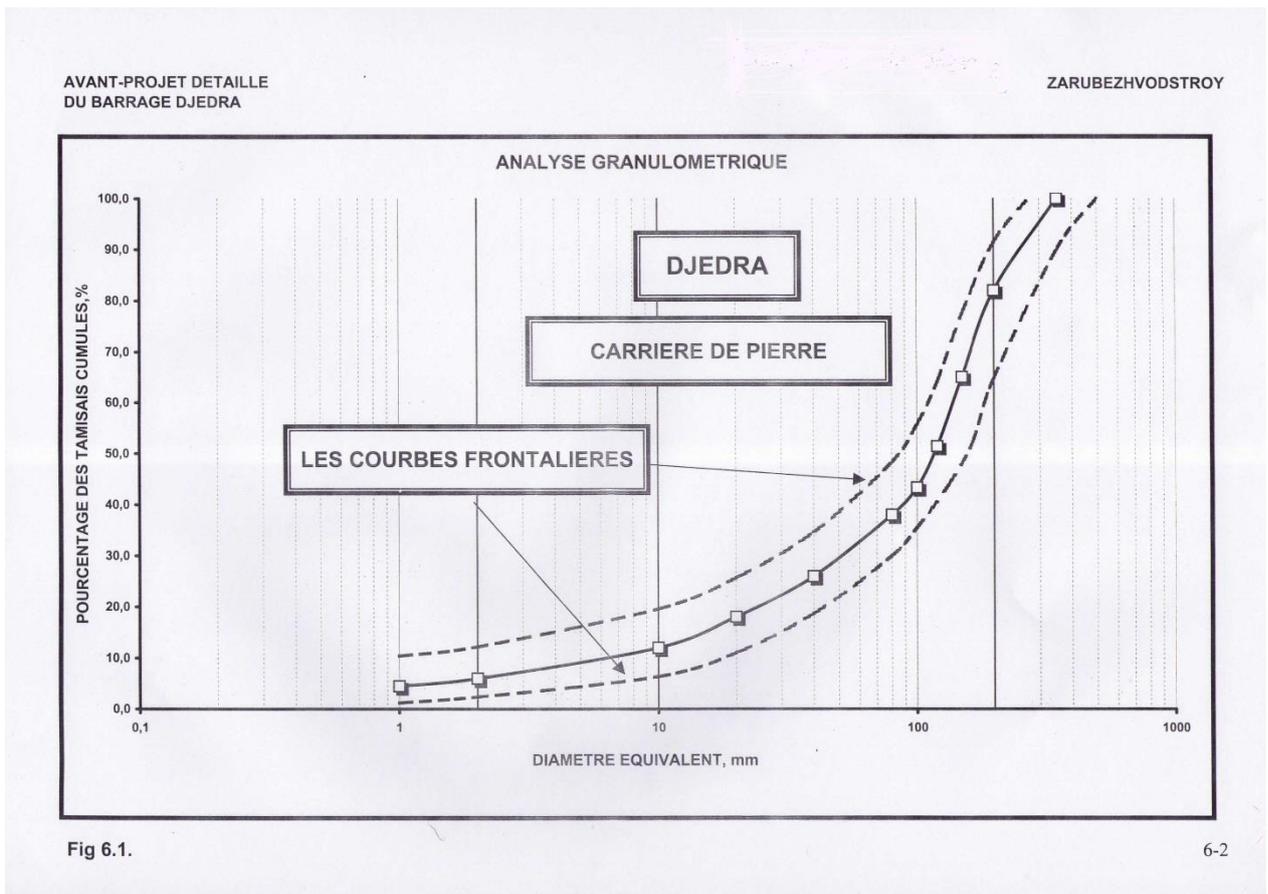
DIRECTION : VERTICALE DEVIATION DE LA VERTICALE : 0° DEBUT : 24 juillet 2001 FIN : 03 août 2001		COORDONNEES : X = Y = COTE ABSOLUE DE LA TETE DE FORAGE : Z = 514,0													
Ø SONDAGE (mm) NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %					TAUX		COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION K <sub>r</sub> , m/j	
					10	20	30	40	50	60	70				80
140	4,80		q <sup>3</sup> <sub>al</sub>	Dépôts argileux et limoneux à consistance semi-solide									512,5		
	5,0			Graviers-galets-cailloux avec un remplissage sableux										505,0	
	10,0			t	Débris de marnes cimentés par masse argilo-gypseuse									504,0	
SONDAGE EST TERMINE A LA PROFONDEUR DE 10,0 m															

**SONDAGE SD-1A**

DIRECTION : VERTICALE DEVIATION DE LA VERTICALE : 0° DEBUT : 03 août 2001 FIN : 06 août 2001		COORDONNEES : X = Y = COTE ABSOLUE DE LA TETE DE FORAGE : Z = 516,5													
Ø SONDAGE (mm) NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %					TAUX		COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION K <sub>r</sub> , m/j	
					10	20	30	40	50	60	70				80
140	5,50		q <sup>3</sup> <sub>al</sub>	Dépôts silteux et limoneux avec des galets									512,5		
	5,0			Graviers-galets-cailloux avec un remplissage sableux										509,5	
				C <sup>4b-5a</sup>	Marne grise foncée, peu résistante									508,5	
SONDAGE EST TERMINE A LA PROFONDEUR DE 8,0 m															

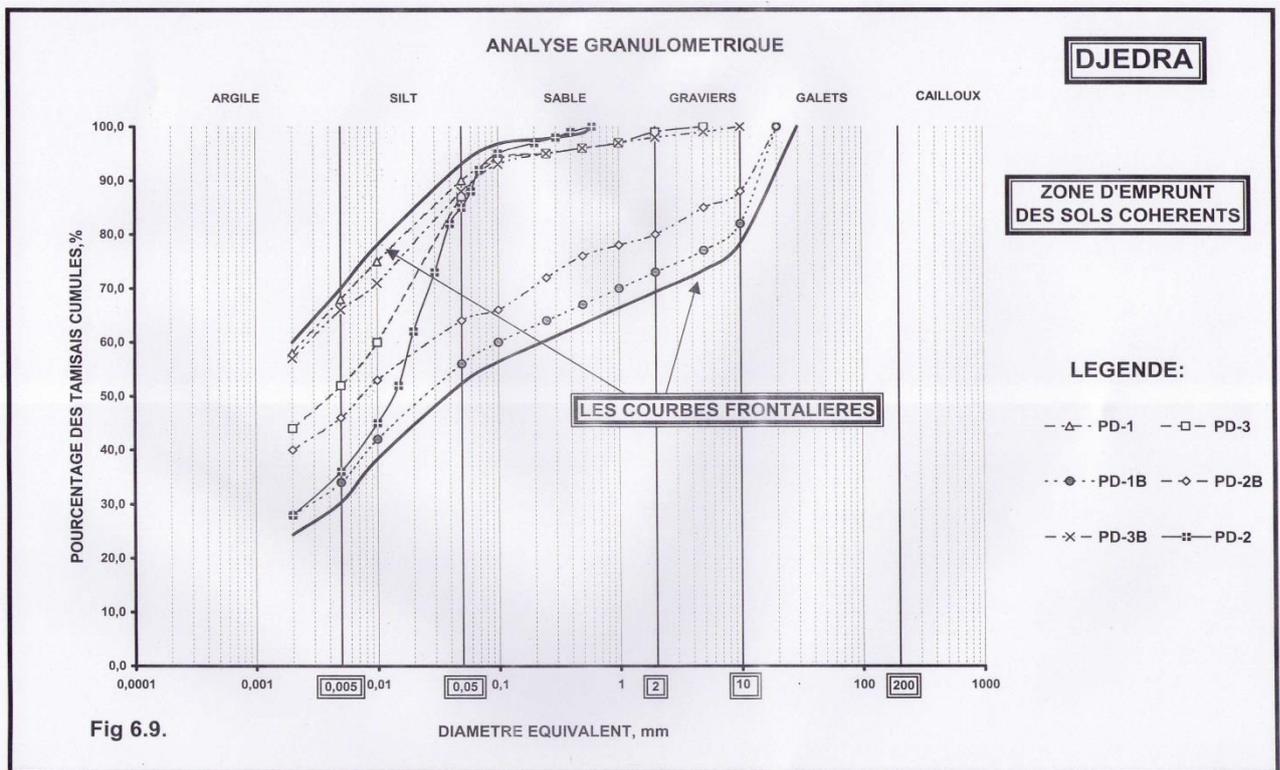
**II.8.4. Les courbes granulométriques des zones d'emprunts :**

- Carrière de pierres (recharge) :
- FIGURE .II.7 : courbe granulométrique.

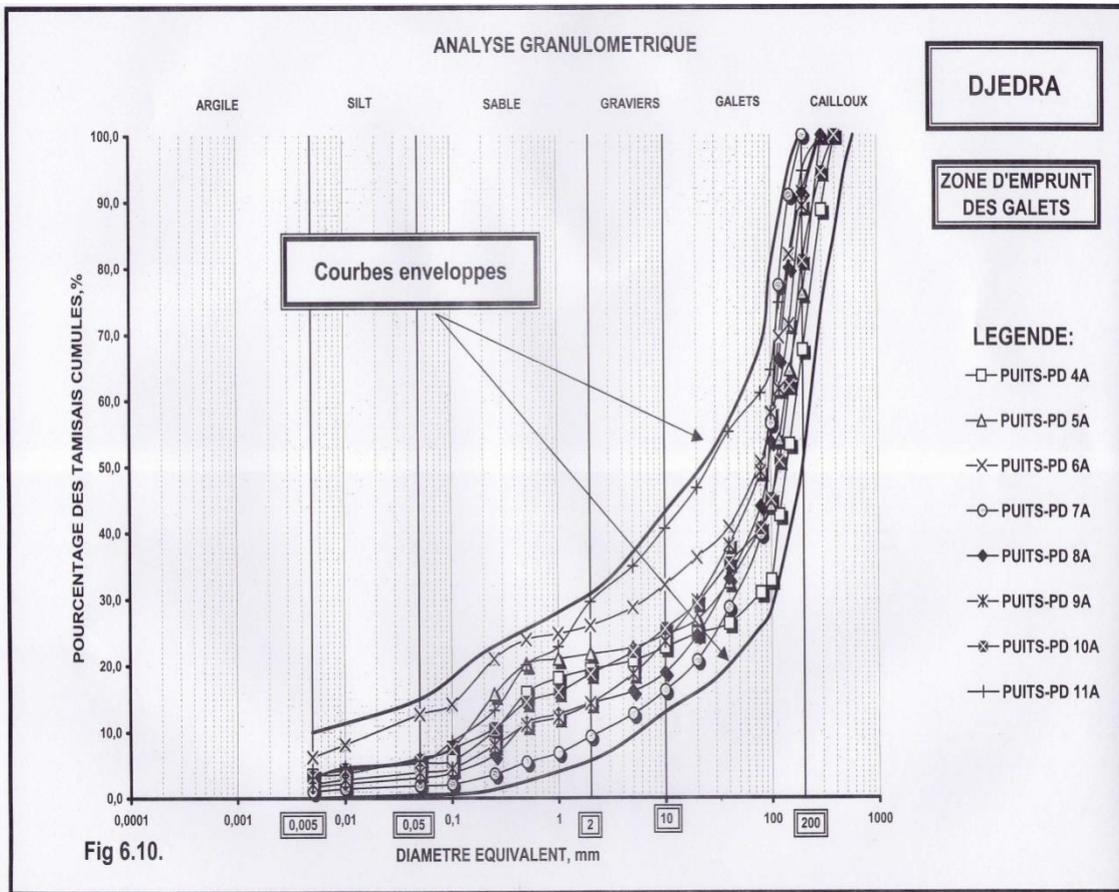


- Sols cohérents (noyau) :

➤ **FIGURE II.8 : courbe granulométrique.**



- Les gales :
- **FIGURE II.9 : courbe granulométrique.**



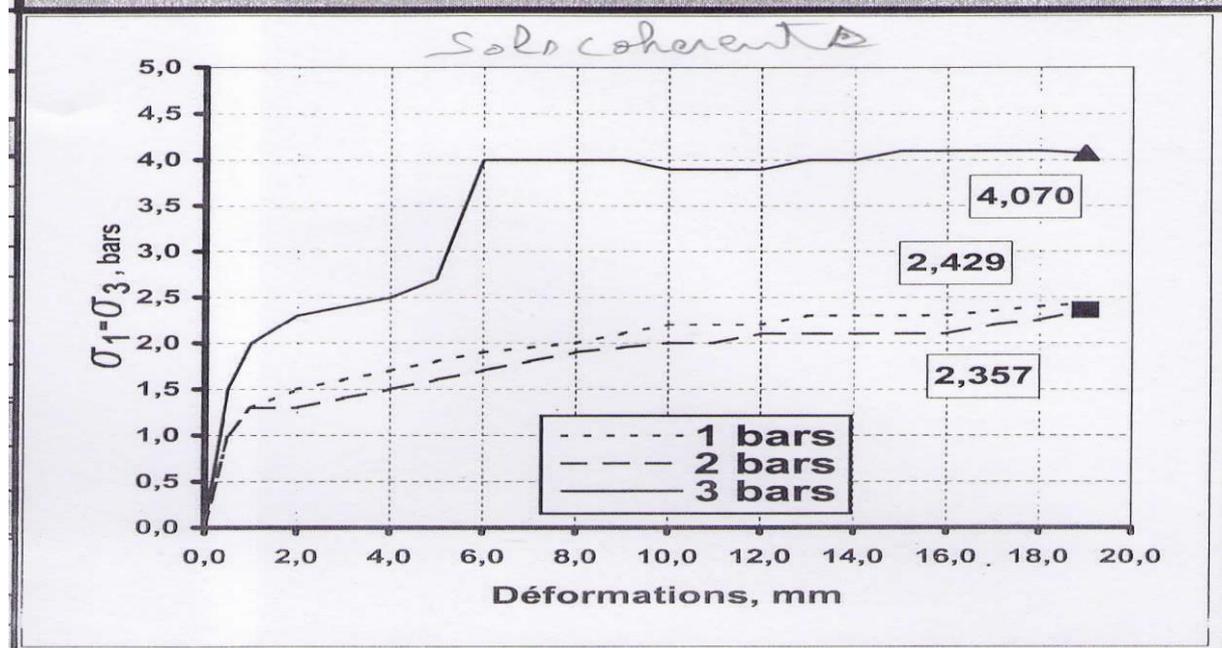
**II.8.5. Les essais triaxiaux (zones d'emprunts) :**

- Sols cohérents :

**PUIT 1 :**

**FIGURE II.10 : courbe déformation.**

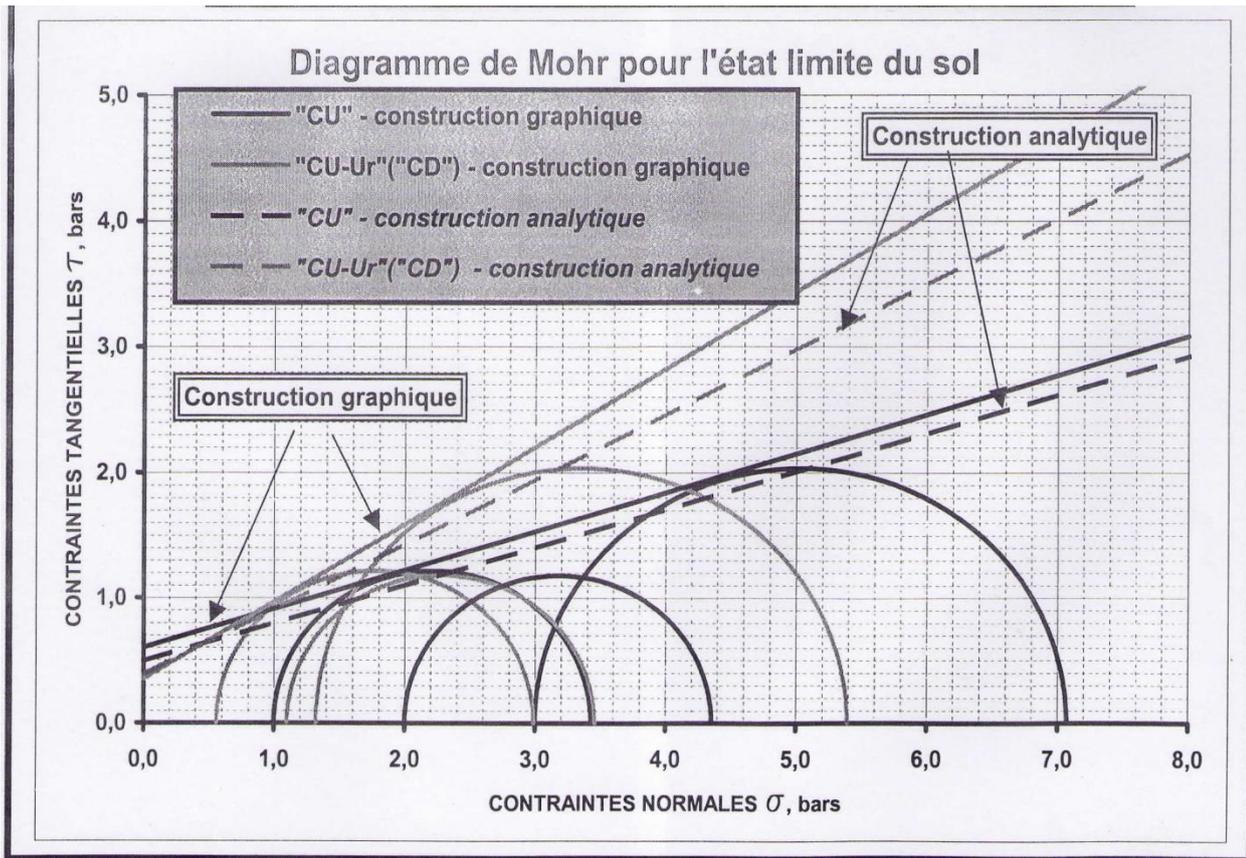
## ESSAI TRIAXIAL



**Tableau II.10. Critère de rupture.**

Echenillions	1	2	3
Hauteur, cm	10	10	10
Diamètre, cm	5	5	5
Teneur en eau ;%	22,26	22,46	22,18
$\gamma_h$ , g/cm <sup>3</sup>	1,97	1,97	1,94
$\gamma_d$ , g/cm <sup>3</sup>	1,61	1,61	1,59
Sr, %	88	89	86
$\sigma_3$ , bar	1	2	3
$\sigma_1 - \sigma_3$ , bar	2,429	2,357	4,07
Vitesse de cisaillement 0,08 mm/mn			

**FIGURE II.11 : Diagramme de Mohr (1).**



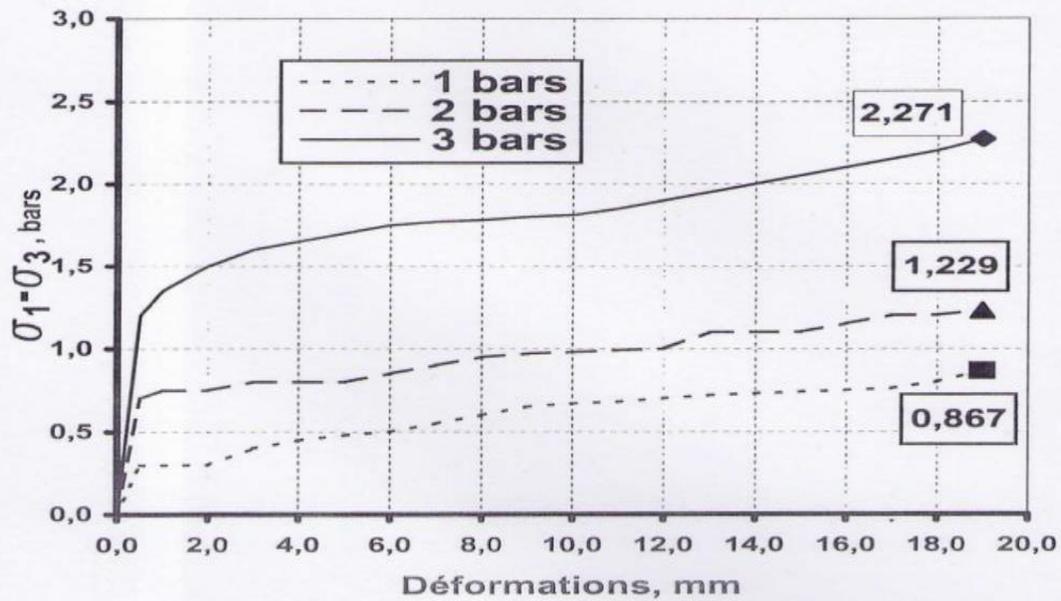
**Tableau II.11. Tableau récapitulatif pour l'état limite du sol.**

Triaxial « CU+UU »			
CU		UU-Ur	CD
$\varphi$	C, bar	$\varphi$	C, bar
13,30	0,15	17,30	0,15
15,00	0,02	19,30	0,05

**PUIT 2 :**

➤ **FIGURE II.12 :**

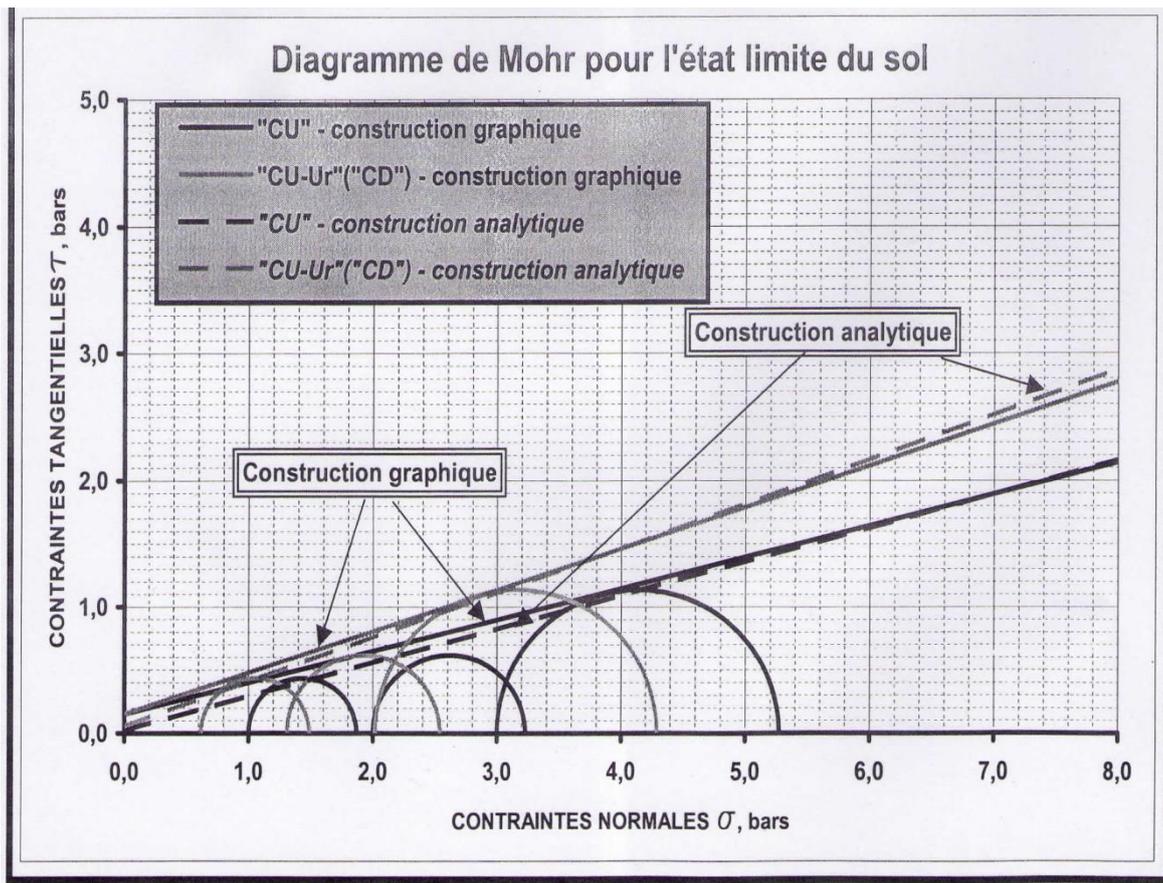
## ESSAI TRIAXIAL



**Tableau II.12. Critère de rupture.**

Echenillions	1	2	3
Hauteur, cm	10	10	10
Diamètre, cm	5	5	5
Teneur en eau ;%	22,26	22,46	22,18
$\gamma_h$ , g/cm <sup>3</sup>	1,97	1,97	1,94
$\gamma_d$ , g/cm <sup>3</sup>	1,61	1,61	1,59
Sr,%	88	89	86
$\sigma_3$ , bar	1	2	3
$\sigma_1 - \sigma_3$ , bar	2,429	2,357	4,07
Vitesse de cisaillement 0,08 mm/mn			

➤ **FIGURE II.12 : Diagramme de MOHR(2).**

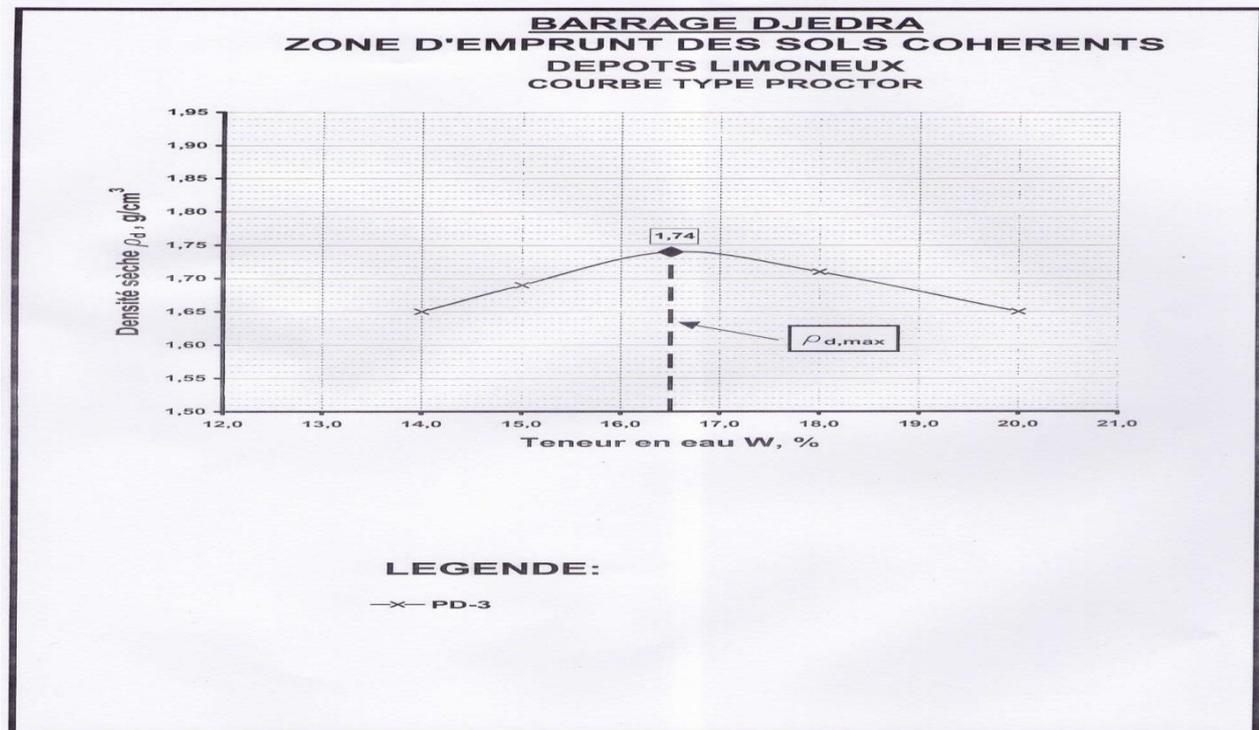
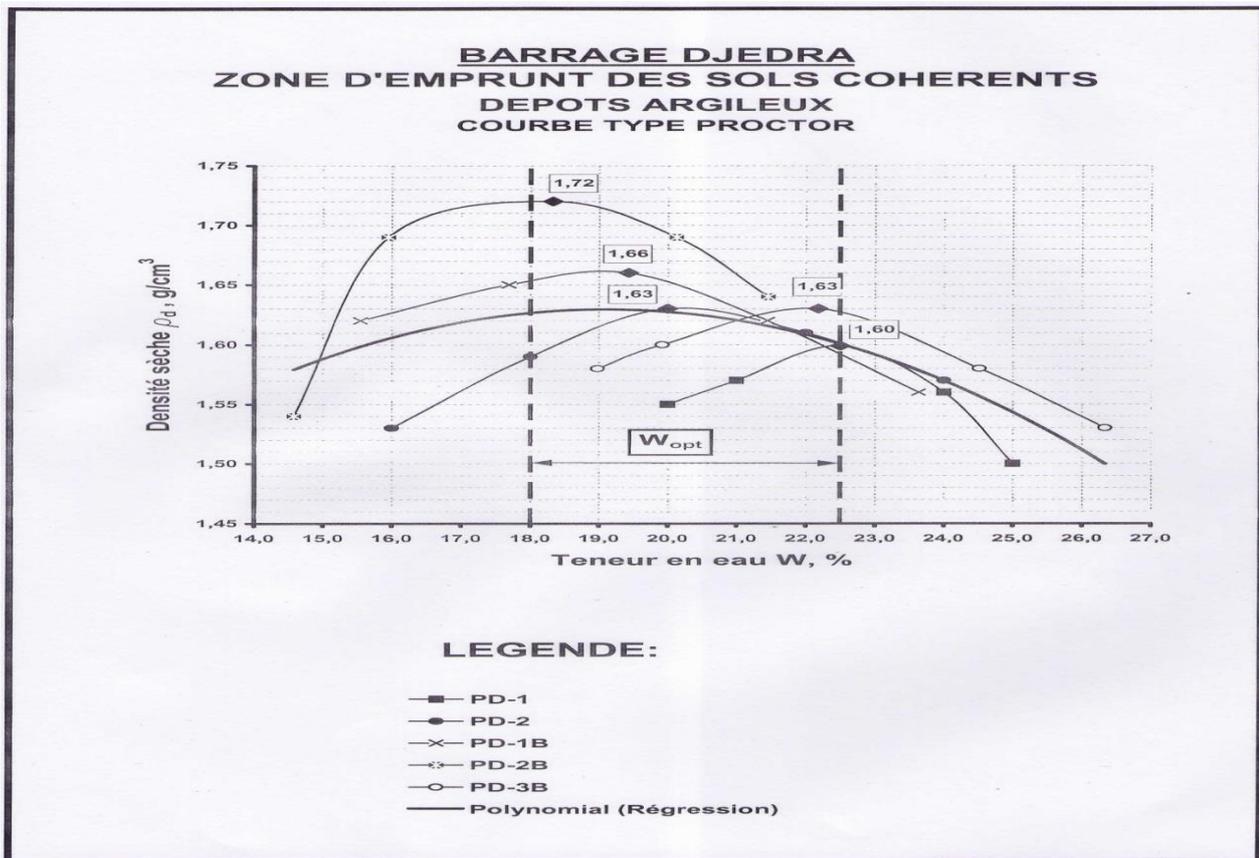


**Tableau II.13. Tableau récapitulatif Diagramme de MOHR(2).**

Triaxial « CU+UU »			
CU		UU-Ur	CD
$\varphi$	C, bar	$\varphi$	C, bar
16,30	0,60	30,30	0,35
17,00	0,49	27,30	0,38

**II.8.6. Essai Proctor (sol cohérent) :**

➤ FIGURE II.13 : ESSAI PROCTOR.



## Conclusion (Interprétation) :

En résumant ce qui a été exposé ci-avant nous rappelons les moments clés des reconnaissances réalisées.

- Le site du barrage est planté dans le rétrécissement de la vallée de l'oued Djedra à 50 m en aval de son affluent Hammam, en face du mont à la cote absolue 500m. Selon les conditions morphologiques le site est assez favorable : largeur de la vallée au fond est à peu près 80 mètres
- Dans les sondages qui se situent sur les versants de la vallée et qui sont rattachés aux calcaires nummulitiques bien perméables cette profondeur est maximale, d'autre part si dans l'assise de calcaires nummulitiques on constate une couche de terrains imperméables la profondeur de la nappe aquifère diminue. La même régularité est observée dans les sondages forés dans les terrains où seulement la zone supérieure altérée est perméables (marnes argileuses).
- Dans les sondages situés dans la partie du lit majeur de l'oued Djedra la profondeur des eaux souterraines est minimale.
- L'analyse des coupes géologiques qui sont perpendiculaires à la vallée de l'oued démontre que l'oued Djedra joue le rôle de drainage pour les versants de la vallée. Le niveau phréatique avec une pente moyenne (de  $15^{\circ}$  pour le versant droit et de  $13^{\circ}$  pour le versant gauche) baisse vers le thalweg de la vallée ce qui témoigne des gradients assez importants du flux d'infiltration.
- La perméabilité des roches mères a été estimée selon les résultats d'injections d'essai d'après la méthode Lugeons. Lors du traitement des résultats d'injections on a déterminé l'absorption spécifique (q) et le débit réduit (Qr).
- Les valeurs calculées de l'absorption spécifique (q) des formations triasiques (t) varient entre 0,00 et 0,06 l/min (les terrains se rapportent à ceux faiblement perméables et pratiquement imperméables). Le débit réduit (Qr) fait 0-4UL ce qui correspond au coefficient de filtration  $K_f = (0-4) \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec}$ . Donc les formations triasiques peuvent être considérées comme imperméables, exception faite pour quelques zones fissurées faiblement perméables.
- Les fondations des ouvrages d'aménagement hydraulique Djedra seront formées de préférence de roches du substratum. En premier lieu ce sont les formations du Crétacé supérieur (marnes, marnes argileuses, calcaires marneux), puis suivent les formations de l'Eocène (calcaires nummulitiques et argiles argillitiques).

## **Introduction :**

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

### **III.1.LE BASSIN VERSANT :**

#### **III.1.1.Caractéristiques générales du bassin versant :**

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

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

On veut dans ce chapitre d'étudier Les différents paramètres du bassin versant de oued djedra(forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

### **III.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :**

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de carte d'état-major de Souk Ahras NJ-32-II-6-est à l'échelle 1/50000.

#### **III.1.2.1. Caractéristiques physiques du bassin versant :**

##### **A- Les caractéristiques géométriques :**

Sur carte d'état-major de Souk Ahras NJ-32-II -6-est à l'échelle 1/50000, la surface du bassin « S » ; La longueur du thalweg principal « L » et le périmètre « P » du bassin versant sont mesurées par l'outil informatique à l'aide de logiciel« Auto-CAD » :

$$S = 115.63 \text{ km}^2.$$

$$L = 5 \text{ km}.$$

$$P = 55.125 \text{ km}.$$

##### **B- Caractéristiques hydro-morphologiques :**

###### **1-Indice de forme :**

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple une forme allongée favorise pour une même pluie les faibles débits de pointe de crue ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration. En revanche, les bassins en forme d'éventail présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914)  $K_C$ , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$\ll K_C = P/P \bar{\quad} \gg$$

$K_C$  : indice de Gravelius.

P : périmètre du bassin versant (Km).

$P \bar{\quad}$  : circonférence du cercle de rayon R (Km) ;  $P \bar{\quad} = 2\pi R$

Dont  $P$  et  $\bar{P}$  ayant la même superficie.

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

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire (ramassé) et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongé.

Soit :  $K_C = P/\bar{P} = P/2\pi R$ ;  $S = \pi R^2$

$$\implies R = (S/\pi)^{1/2}$$

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

Si  $K_C = 1 \implies$  bassin ramassé.

Si  $K_C > 1 \implies$  bassin allongé.

AN :  $K_C = 0.28 * 55.125 / (115.63)^{1/2} = 1.43$

Selon la valeur de  $K_C$  on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

**2-Coefficient d'allongement :**

Il est donné par la formule suivante :  $K_P = \frac{P^2}{S}$ .

AN :  $K_P = (55.125)^2 / 115.63 = 26.28$

**3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :**

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions  $L$  et  $l$  ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

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

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

$$\rightarrow L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) ;$$

$$\text{Lr} = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right)$$

Avec Lr : longueur du rectangle équivalent en (Km)

Lr : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : Lr = 22.27 km et Lr = 5.19 km

## C. Caractéristiques hydrographiques :

### 1. Le relief :

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

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale Ig.
- L'indice de pente roche Ip
- L'indice de pente moyenne du bassin versant Im
- Densité de drainage Dg.

### 2. Courbe hypsométrique :

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.

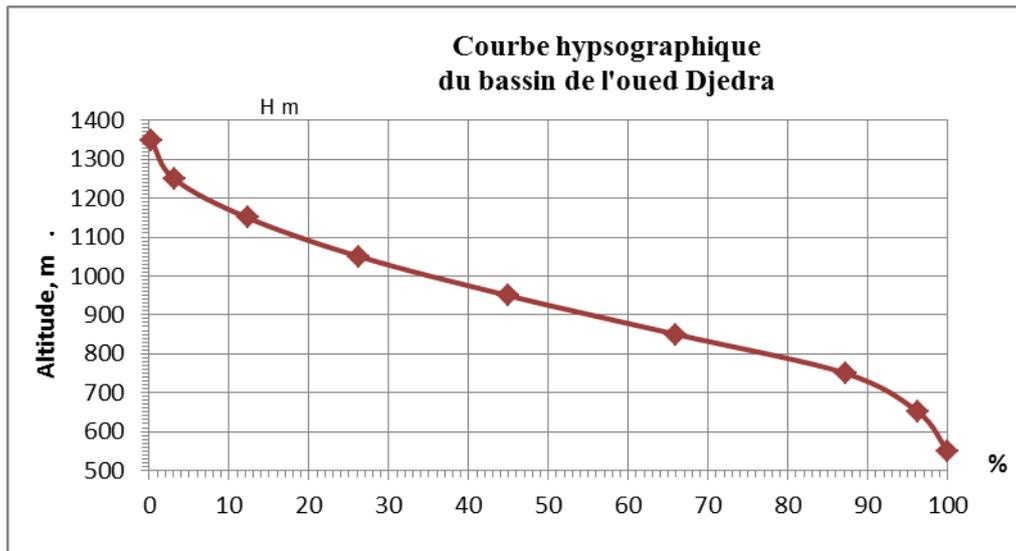
Le bassin de l'oued Djedra est situé dans la partie du Nord de l'Algérie et se rapporte, suivant le relief, au type montagneux.

Les altitudes les plus basses du bassin versant de l'oued Djedra se trouvant dans le parcours aval sont de 500 - 550m et les lignes de partage des eaux au Nord et à l'Est s'élèvent jusqu'à 1300 - 1313m. Les systèmes des chaînes montagneuses ont une direction nettement

prononcée de nord-est à sud-ouest non seulement suivant la périphérie mais ils traversent la partie médiane du bassin.

**Tableau .III.1.**tableau des surfaces cumules pour construire Courbe hypsographique.

Altitude (H)	Altitude moyenn e	Surfaces Partielles (S)	Surfaces Partielles (S) *0.01	Surfaces cumulées	Surfaces Cumulées *0.01
(m)	(m)	(km <sup>2</sup> )	(%)	(km <sup>2</sup> )	(%)
<b>1313</b>	13 13	0.92504	<b>0,8</b>	<b>0.92504</b>	<b>0,8</b>
<b>1200</b> - <b>1300</b>	12 50	2.65949	<b>2.3</b>	<b>3.563</b>	<b>3,1</b>
<b>1100</b> - <b>1200</b>	11 50	10.63796	<b>9.2</b>	<b>14.20096</b>	<b>12,3</b>
<b>1000</b> - <b>1100</b>	10 50	16.1882	<b>14</b>	<b>30.38916</b>	<b>26,3</b>
<b>900-</b> <b>1000</b>	95 0	21.0718	<b>18.6</b>	<b>51.46096</b>	<b>44,9</b>
<b>800-</b> <b>900</b>	85 0	24.39793	<b>21.1</b>	<b>75.85889</b>	<b>66,0</b>
<b>700-</b> <b>800</b>	75 0	24.51356	<b>21.2</b>	<b>100.3724</b> <b>5</b>	<b>87,2</b>
<b>600-</b> <b>700</b>	65 0	10.52233	<b>9.1</b>	<b>110.8947</b> <b>8</b>	<b>96,3</b>
<b>500-</b> <b>600</b>	55 0	4.27831	<b>3.7</b>	<b>115.1730</b> <b>9</b>	<b>100</b>



**Figure .III.1.** Courbe hypsographique

Altitudes, m	%
<b>1300-1313</b>	<b>0,8</b>
<b>1200-1300</b>	<b>3,1</b>
<b>1100-1200</b>	<b>12,3</b>
<b>1000-1100</b>	<b>26,3</b>
<b>900-1000</b>	<b>44,9</b>
<b>800-900</b>	<b>66,0</b>
<b>700-800</b>	<b>87,2</b>
<b>600-700</b>	<b>96,3</b>
<b>500-600</b>	<b>100</b>

Suite  
.III.1.pour

tableau  
la

construction de la Courbe hypsographique.

### 3. Détermination des altitudes :

#### a. L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$H_{\max} = 1313 \text{ m NGA}$  ,  $H_{\min} = 500 \text{ m NGA}$ .

### b. L'altitude moyenne :

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S}$$

Avec :  $H_{\text{moy}}$  : altitude moyenne du bassin [m] ;

$S_i$  : aire comprise entre deux courbes de niveau [km<sup>2</sup>] ;

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

$S$  : superficie totale du bassin versant [km<sup>2</sup>].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

**Tableau.III.2.** Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	H <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> · H <sub>i</sub>
(m)	(m)	(km <sup>2</sup> )	(km <sup>2</sup> ·m)
<b>1300-1313</b>	1306.5	0,92504	1214.57752
<b>1200-1300</b>	1250	2,65949	3324.3625
<b>1100-1200</b>	1150	10,63796	12233.654
<b>1000-1100</b>	1050	16,1882	16997.61
<b>900-1000</b>	950	21,0718	20018.21
<b>800-900</b>	850	24,39793	20738.2405
<b>700-800</b>	750	24,51356	18385.17
<b>600-700</b>	650	10,52233	6839.5145
<b>500-600</b>	550	4,27831	2353.0705

Donc :  $H_{\text{moy}} = \frac{84104.40952}{115.63} = 727.36 \text{ m NGA}$

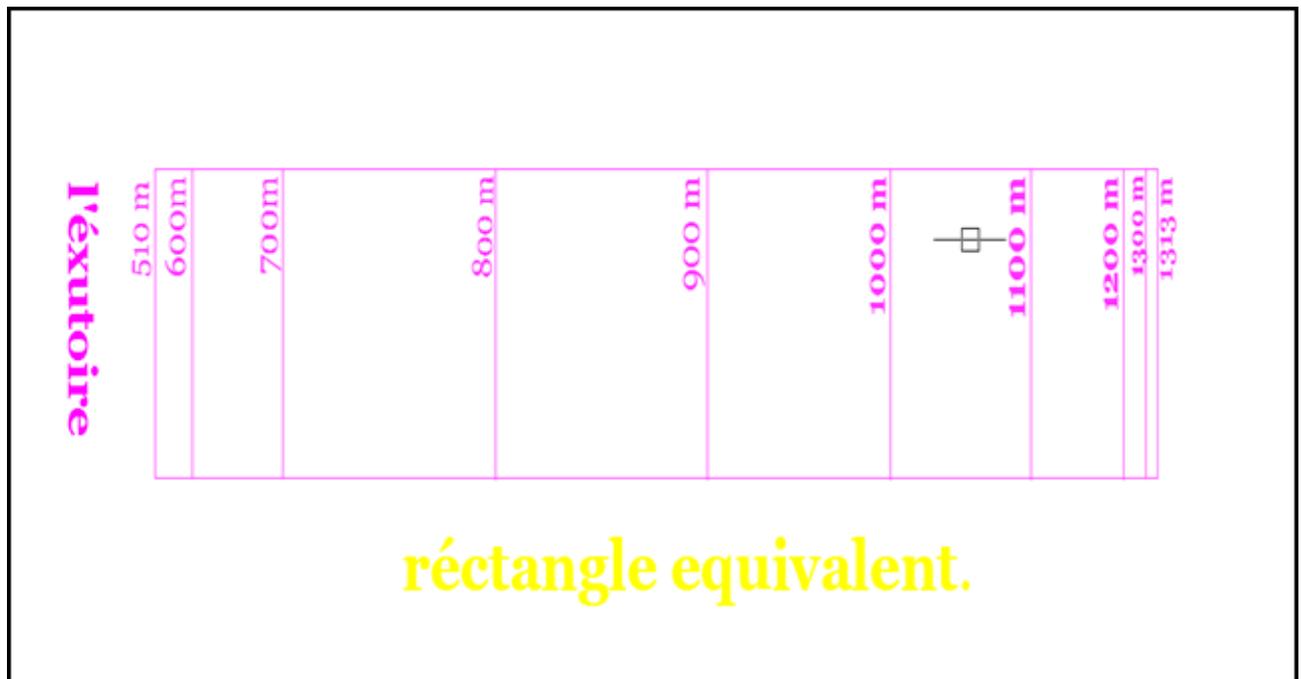
### c. Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$H_{\text{méd}} = 921.703 \text{ m NGA}$ .

**Tableau.III.3 : Détermination des altitudes.**

Altitude	Valeur (m)
$H_{\text{moyenne}}$	727.36
$H_{\text{médiane}}$	921.703
$H_{95}$	670.77
$H_5$	1224.05
$H_{\text{max}}$	1313
$H_{\text{min}}$	500



**Figure.III.2.**Rectangle Equivalent.

### 3. Indices de pente et de Roche :

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

#### a. Indices de pente :

- Indice de pente **de Roche**  $I_P$  :
- Indice de pente **globale**  $I_g$  :

$I_p$  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  $H_i$  et  $H_{i-1}$ . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$$

**L** : longueur de rectangle équivalent (m) (22.27 m)

**A<sub>i</sub>**: surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives  $H_i$  et  $H_{i+1}$

**D<sub>i</sub>** =  $H_i - H_{i-1}$

**Tableau.III.4** : Détermination de la pente de Roche  $I_p$

<b>H<sub>i</sub> _ H<sub>i-1</sub></b>	<b>D<sub>i</sub>=H<sub>i</sub>-H<sub>i-1</sub></b> <b>1</b>	<b>S<sub>i</sub></b> <b>(Km2)</b>	<b>A<sub>i</sub>=S<sub>i</sub>/S</b> <b>(%)</b>	$\sqrt{A_i * D_i}$
<b>1300-1313</b>	<b>13</b>	<b>0.92504</b>	<b>0,8</b>	<b>3.22</b>
<b>1200-1300</b>	<b>100</b>	<b>2.65949</b>	<b>2.3</b>	<b>15.17</b>
<b>1100-1200</b>	<b>100</b>	<b>10.63796</b>	<b>9.2</b>	<b>30.33</b>
<b>1000-1100</b>	<b>100</b>	<b>16.1882</b>	<b>14</b>	<b>37.42</b>
<b>900-1000</b>	<b>100</b>	<b>21.0718</b>	<b>18.6</b>	<b>43.13</b>
<b>800-900</b>	<b>100</b>	<b>24.39793</b>	<b>21.1</b>	<b>46.04</b>
<b>700-800</b>	<b>100</b>	<b>24.51356</b>	<b>21.2</b>	<b>46.04</b>
<b>600-700</b>	<b>100</b>	<b>10.52233</b>	<b>9.1</b>	<b>30.16</b>
<b>500-600</b>	<b>100</b>	<b>4.27831</b>	<b>3.7</b>	<b>19.24</b>
<b>Somme</b>		<b>115.63</b>	<b>100</b>	<b>270.75</b>

AN :  $I_p = 57.37 \%$

**b. Indice de pente globale  $I_g$  : (P. Dubreuil, 1974) :**

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Ou  $D$  = Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$

On prend :

$D = H_{05} - H_{95}$  pour notre bassin versant, on a donc

$D = 1224.05 - 670.77 = 553.28\text{m}$  avec ;

$H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  : sont les altitudes correspondantes à  $S_{5\%}$  et  $S_{95\%}$

$L$  : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit :  $I_g = 24.84\text{m/km} \Rightarrow I_g = 2.484 \%$

**Tableau. III. 5 : classification ORSTOM du reliefa partir de Ig.**

relief		Valeur de Ig
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 > I_g > 0.005$
3	Assez faible	$0.005 > I_g > 0.01$
4	Modéré	$0.01 > I_g > 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 > I_g > 0.05$
6	Fort	$0.05 > I_g > 0.1$
7	Très fort	$0.1 < I_g$

Dans notre cas  $I_g = 0.025 \implies$  notre relief du bassin versant est assez modéré

➤ Indice de pente moyenne  $I_{pm}$  :

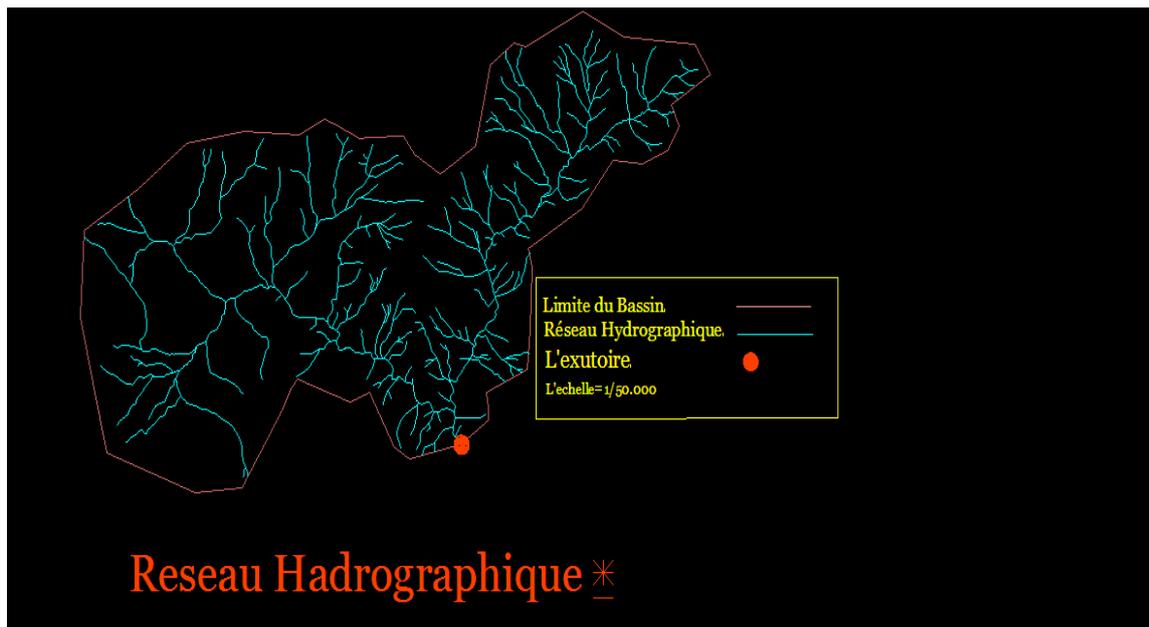
L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

$$I_m = \{(1313 - 500) / 22.27\} = 36.51\%$$

### **Conclusion :**

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



**Figure.III.3.** Réseau hydrographique du bassin versant.

## D. Caractéristiques physiographiques :

### 1. Densité de drainage $D_d$ :

C'est le rapport entre la longueur totale 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  $\text{Km}/\text{Km}^2$ .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 21 Km.

$S$  : Superficie du bassin versant en ( $\text{Km}^2$ ) ( $115.63\text{Km}^2$ ).

Soit :  $D_d = 0.18 \text{ km}/\text{km}^2$

### 2. Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

$N_1$  : Nombre de thalwegs d'ordre 1,  $N_1 = 174$ .

$S$  : Superficie du bassin versant.

Soit :  $F_1 = (174/115.63) = 1.50 \text{ thalweg}/\text{km}^2$

### 3. Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1$$

$$\text{AN: } C_t = 0.18 * 1.50 = 0.27 \text{ Km}^{-3}$$

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

### 4. Temps de concentration du bassin versant $t_c$ :

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 :

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

Avec : S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>) (115.63) ;

$L_{cp}$  : longueur de cours d'eau principal (Km) (5) ;  $L_{cp} = 5$  Km.

$T_c$  : temps de concentrations exprimé en heure

$H_{moy}$  : altitude moyenne (m) (727.36) ;

$H_{min}$  : altitude minimale (m) (500) ;

$$\text{Soit : } t_c = 4.187 \text{ heures}$$

**5. 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 :  $V_r = \frac{L}{T_c}$

L : Longueur du thalweg principal (Km) (5).

$T_c$  : Temps de concentration (h) (4.187).

$$\text{Soit : } V_r = 1.194 \text{ Km/h}$$

**Tableau.III.6 : Caractéristiques hydro morpho-métriques du bassin versant.**

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	km <sup>2</sup>	115.63
Périmètre	P	km	55.125
Longueur du thalweg	L	km	5

<b>principal</b>				
<b>Indice de compacité</b>		$K_C$	-	1.43
<b>Coefficient d'allongement</b>		$K_P$	-	26.28
<b>Rectangle équivalent</b>	<b>longueur</b>	$L_r$	km	22.27
	<b>largeur</b>	$l_r$	Km	5.19
<b>Altitudes</b>	<b>maximale</b>	$H_{max}$	m	1313
	<b>moyenne</b>	$H_{moy}$	m	727.36
	<b>médiane</b>	$H_{med}$	m	921.703
	<b>minimale</b>	$H_{min}$	m	500
<b>Indice de pente de Roche</b>		$I_P$	m/Km	57.37
<b>Indice de pente globale</b>		$I_g$	m/Km	2.484
<b>Indice de pente moyenne</b>		$I_m$	m/Km	36.51
<b>Densité de drainage</b>		$D_d$	Km/Km <sup>2</sup>	0.18
<b>Coefficient de torrentialité</b>		$C_t$	Km <sup>-3</sup>	0.27
<b>Temps de concentration</b>		$T_c$	h	4.187
<b>Vitesse de ruissellement</b>		$V_r$	Km/h	1.194

### E. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

#### 1. Température de l'air :

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

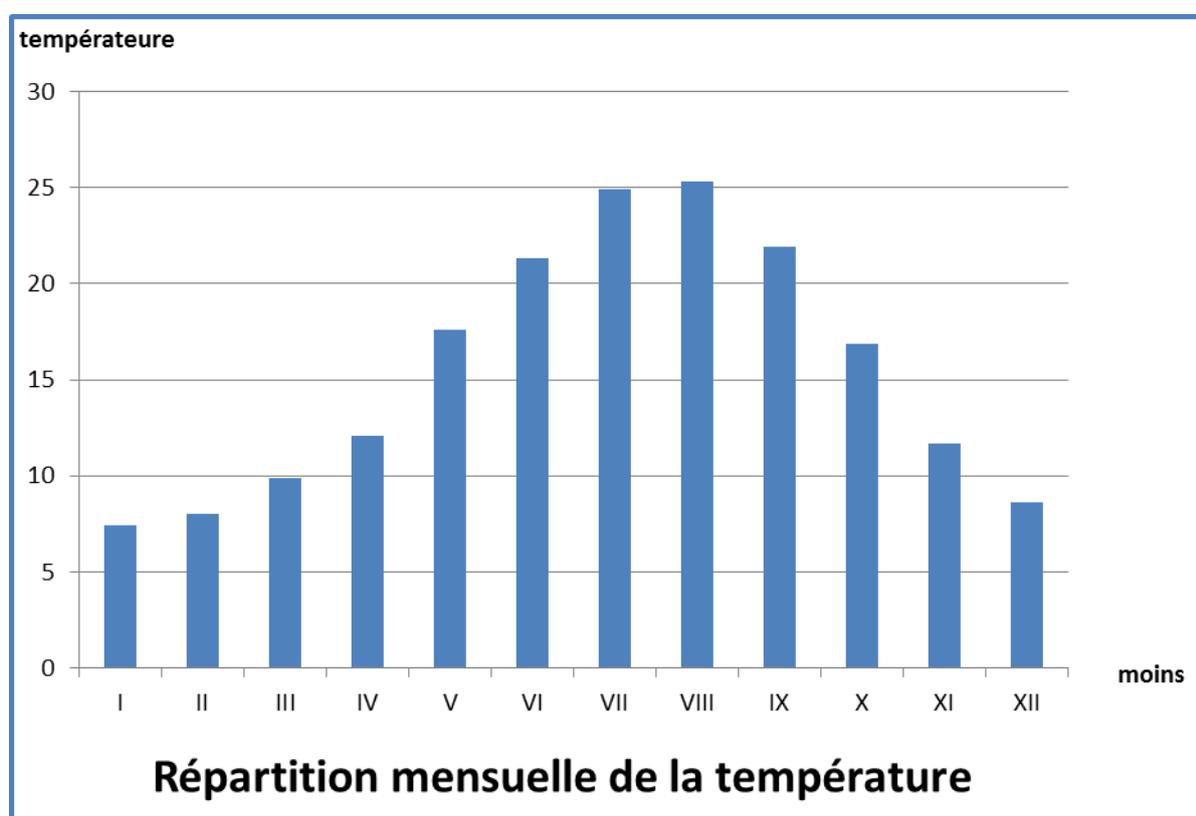
Les températures moyennes mensuelles du juin au septembre dépassent +20° et la température maximale - +30°C. Les maximums absolus atteignent aux mois de juillet - août +45÷46°C.

Les températures minimales sont observées du décembre au février. Les températures mensuelles moyennes et extrêmes de l'air selon les données du poste météorologique Souk-Ahras sont présentées dans le tableau 7.

**Tableau.III.7** : Répartition mensuelle des températures.

**Température de l'air, T°C.**

Caractéristique de la température	Mois												Année
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
moyenne	7,4	8,0	9,9	12,1	17	21,3	24,9	25,3	21,9	16,9	11,7	8,6	15,4
maximale	13,5	17,0	17,6	20,4	27,8	31,5	36,3	36,6	31,6	26,7	19,3	16,3	36,6
minimale	1,1	2,4	3,5	5,2	7,1	11	15	15	14	9,2	4,3	2,7	1,1



**Figure .III.4.** Répartition mensuelle de la température.

## 2. Régime de vents :

La caractéristique du régime de vent est faite sur la base des observations du poste météorologique Souk-Ahras. Conformément aux principaux processus de la circulation et aux conditions locales ce sont les vents des rhumbs nord qui prévalent.

La fréquence moyenne interannuelle (en %) du vent au cours de diverses heures du jour en fonction des rhumbs est citée dans le tableau .III.8.

**Tableau .III.8 : Direction du vent en fonction de trois temps des observations, %**

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
-----------	---	----	---	----	---	----	---	----

Temps								
7 heures	8	8	1	8	23	30	7	15
13 heures	28	27	2	4	9	8	5	22
18 heures	14	13	2	23	15	5	3	22

Les vitesses moyennes interannuelles selon les valeurs moyennes mensuelles sont données dans le tableau .III.9.

**Tableau.III.9. Vitesses moyennes du vent (m/s).**

Mois												Année
I	II	III	V	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
34	38	41	39	32	34	34	31	34	28	32	36	34

Les vitesses les plus grandes du vent sont observées pendant les mois d'hiver. La vitesse moyenne maximale du vent est de 31 m/s avec les coups de pointe jusqu'à 39m/s. Les vitesses maximales de calcul du vent d'une probabilité de dépassement annuelle de 20%, 10%, 4% et 2% sont respectivement de 35m/s, 37m/s, 40m/s et 42m/s.

### 3. L'évaporation à partir de la surface d'eau :

Les observations les plus proches sur l'évaporation à partir de la surface d'eau ont été effectuées par le service d'exploitation du barrage Ain-Daliadès le 1989 à l'aide du petit évaporateur du type A, cependant ces observations ne sont pas longues et elles ne sont pas systématisées. Les observations les plus longues ont été faites à l'aide de petits évaporateurs du type « Colorado » au niveau des postes Zardezas et Tebessa. Les valeurs moyennes interannuelles de l'évaporation obtenues par les résultats des observations sont citées dans le tableau .III.10. Avec l'introduction du facteur correctif des données provenant du petit évaporateur pour la période d'avril à octobre qui est égal à 0,78 et pour la période du novembre au mars (0,9) les valeurs moyennes interannuelles diminuent respectivement.

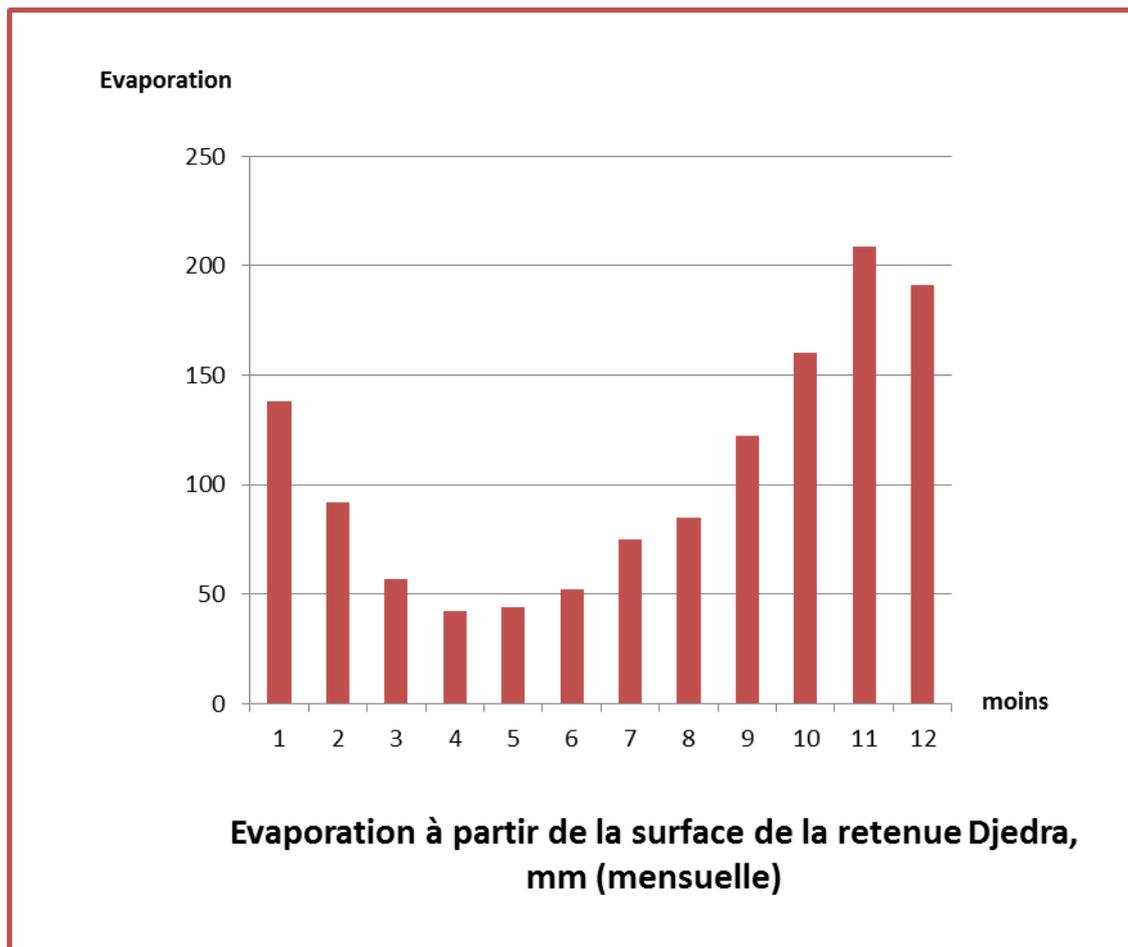
**Tableau. III .10.Valeurs moyennes de l'évaporation selon l'évaporateur «Colorado»**

Unité de mesure.	Mois												Année
	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
<b>Zardezas (1956-1984)</b>													
mm	142	96	63	50	54	56	69	77	110	143	191	186	1236
%	11,5	7,8	5,1	4,0	4,4	4,5	5,6	6,2	8,9	11,6	15,4	15,0	100
<b>Tebessa (1947-1966)</b>													
mm	207	126	74	49	51	75	120	145	199	264	341	299	1950
%	10,6	6,5	3,8	2,5	2,6	3,9	6,2	7,4	10,2	13,5	17,5	15,3	100

En prenant en considération les données provenant d'autres régions de la Méditerranée avec les conditions semblables en tant que la norme de l'évaporation à partir du miroir d'eau des retenues en projet on a adopté une valeur de 1280mm. D'autres paramètres de la distribution sont pratiquement standards :  $C_v=0,15$  ;  $C_s=0,30$ . Les valeurs de calcul de l'évaporation pour la retenue sur l'oued Djedra sont citées dans le tableau. **III.11.**

**Tableau .III.11 : Evaporation à partir de la surface de la retenue Djedra, mm**

Evaporation Moyenne (mm)	Mois											
	VIII	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	138	92	57	42	44	52	75	85	122	160	209	191



**Figure .III.5.**Evaporation à partir de la surface de la retenue Djedra, mm (mensuelle).

#### 4. Précipitations :

##### 4.1. Précipitations mensuelles, et annuelles :

A cause de l'absence des mesures faites directement dans les limites du bassin versant examiné le calcul des précipitations pour le bassin versant de l'oued Djedra jusqu'au site du barrage ainsi que de l'oued Medjerda jusqu'au poste Souk-Ahras est effectué sur la base des données des postes météorologiques de la région (Tableau .III.12).

**Tableau .III.12.**Postes de la mesure des précipitations.

Poste	Code	Altitude, m	Période des observations, années	Nombre d'années			Moyenne, mm	Norme des précipitations annuelles, mm
				Observations	Années entières	Avec complément		
Souk-Ahras	120101 (120102)	680	1910-1996	87	83	86	686	886
Ain-Saounour	120103		1968-1996	28	18	23	1048	1106
Taoura	120105	880	1947-57, 62,68, 71-93	35	27	27	571	587
	120503		1968,74-81, 83-90	20	10	16	452	493
	031604		1968-1995	28	21	26	799	—
Mechroha	140502	748	1934-42,47- 62 67-93, 94-96	54	36	38	990	988
	140503		1947-54,67- 96	37	20	39	622	678

Seulement pour le poste météorologique Souk-Ahras la série de précipitations annuelles comprend 83 années. Pour certaines années avec les lacunes d'observations les précipitations ont été approximativement calculées sur la base des données des postes météorologiques voisins à condition que l'erreur des précipitations ne dépasse pas 10%.

La station de Souk-Ahras possède une altitude (680m) très voisine à l'altitude moyenne du bassin versant (727m) et cette station est très proche de site de barrage distance de 6 Km et aussi elle présente une très longue série d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs. Les sommes moyennes interannuelles pour la période avec l'existence des données et leurs valeurs extrémales sont citées dans le tableau .III.13.

**Tableau.III.13.Sommes mensuelles et annuelles des précipitations, mm : Poste météorologique à Souk-Ahras. (120101).**

Années	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	Année
1956-57	21,1	39,2	58,9	116,9	103,2	2,5	31,3	86,4	84,8	49,3	0,0	3,8	599,4
1957-58	8,6	126,7	63,1	138,6	131,4	48,4	80,5	28,0	6,1	13,8	2,5	0,5	648,2
1958-59	42,7	96,0	142,2	58,4	71,6	37,3	213,9	184,5	89,6	106,9	0,0	16,5	1059,6
1959-60	74,4	87,9	169,4	128,8	110,9	13,8	65,8	122,5	37,5	26,5	5,6	21,5	864,6
1960-	5,3	2,9	24,0	133,4	144,4	22,0	36,4	24,9	6,4	32,3	0,0	11,5	443,5

61													
1961-62	0,2	16,5	36,2	29,3	98,2	182,1	56,8	44,5	15,8	19,8	1,7	8,3	509,4
1962-63	8,2	136,3	21,9	81,7	35,3	150,9	36,2	158,9	70,1	84,7	17,6	17,6	819,4
1963-64	66,8	23,3	14,6	132,8	146,9	34,9	38,3	45,1	57,2	18,6	0,5	47,1	626,1
1964-65	3,0	91,1	55,4	31,9	241,2	152,9	78,5	61,7	21,8	7,8	9,7	11,1	766,1
1965-66	23,2	13,3	43,3	187,0	31,2	47,2	116,4	117,1	81,2	3,4	8,0	2,7	674,0
1966-67	90,9	29,2	60,2	108,7	34,1	59,9	73,8	39,8	58,3	5,8	0,7	12,9	574,3
1967-68	59,5	22,7	78,6	168,9	156,5	80,9	39,6	21,0	27,7	85,6	0,0	0,0	741,0
1968-69	12,9	2,4	20,6	114,2	50,2	41	33,2	25	25,01	22	11	6,7	420,0
1969-70	68,7	132,2	12,2	352,4	69,8	50,7	112,9	87,4	48,0	0,0	0,0	4,3	938,6
1970-71	6,2	65,6	0,0	55,3	138,6	247,5	84,8	112,0	33,2	14,1	13,4	6,3	783,0
1971-72	37,8	67,5	16,8	19,4	186,8	74,1	79,5	154,5	64,0	24,6	0,0	32,5	757,5
1972-73	105,2	78,5	3,8	72,6	127,2	116,3	250,6	59,1	0,2	52,2	6,6	10,4	882,7
1973-74	28,3	51,6	12,7	61,4	21,3	86,7	65,5	72,8	5,7	1,1	5,8	1,0	413,9
1974-75	22,2	58,1	64,7	49,1	15,8	138,0	74,6	15,1	54,0	9,7	0,0	14,6	515,9
1975-76	54,7	0,0	84,0	77,2	50,9	52,3	116,2	44,7	87,0	32,9	53,8	14,3	668,0
1976-77	38,6	186,8	166,2	65,0	39,9	24,4	20,3	101,3	77,2	8,6	0,0	32,3	760,6
1977-78	9,5	10,1	77,0	4,2	105,5	87,9	56,4	112,2	14,7	9,9	0,0	6,7	494,1
1978-79	3,9	6,6	38,4	23,5	52,2	80,9	44,9	191,3	41,4	23,0	0,0	7,0	513,1
1979-80	74,0	28,2	133,2	11,3	44,1	39,5	115,1	89,1	66,0	4,0	0,0	1,0	605,5
1980-81	40,3	48,8	46,8	162,2	102,3	77,5	50,1	41,7	3,2	46,0	0,7	2,6	622,2
1981-82	37,5	19,8	34,2	63,0	79,3	103,2	121,1	55,0	46,8	14,5	26,4	0,0	600,8
1982-83	55,3	58,9	131,0	102,9	12,4	23,9	114,5	0,0	12,5	12,4	0,0	0,0	523,8
1983-84	19,8	82,4	69,8	78,8	225,2	138,8	151,3	19,4	0,0	0,0	0,0	5,5	791,0
1984-	15,0	71,4	26,8	261,3	69,0	67,0	75,2	56,8	15,4	0,0	0,0	0,0	657,9

85													
1985-86	10,1	25,0	13,6	17,8	185,4	56,3	100,2	48,7	4,3	29,7	9,0	2,5	502,6
1986-87	51,2	67,5	100,5	147,1	86,5	182,4	111,1	109,0	73,8	1,8	2,2	10,2	943,3
1987-88	4,4	26,1	66,9	21,5	104,8	48,7	91,4	15,0	62,3	41,1	2,6	18,1	502,9
1988-89	22,0	16,1	31,8	82,4	16,9	82,9	56,8	63,1	6,8	20,0	2,2	28,9	429,9
1989-90	34,8	61,7	30,7	20,8	60,4	1,1	37,1	39,3	134,8	15,4	13,5	51,4	501,0
1990-91	29,2	21,5	108,1	150,6	51,6	57,4	141,5	117,6	64,9	2,2	2,1	0,7	747,4
1991-92	26,9	99,7	36,5	31,7	21,3	73,1	57,5	227,7	139,2	11,7	4,3	13,7	743,3
1992-93	0,8	24,2	47,1	143,8	49,1	35,3	53,5	40,0	63,6	19,3	0,3	1,3	478,3
1993-94	4,5	5,6	7,0	109,7	84,7	145,7	5,5	44,0	5,9	5,2	6,1	1,8	425,7
1994-95	13,6	37,1	9,0	36,3	205,4	1,0	86,4	36,5	1,6	44,2	2,5	5,9	479,5
1995-96	112,8	31,9	39,9	38,2	78,8	229,3	68,0	67,1	53,9	2,7	9,7	15,7	748,0
1996-97	30,7	14,7	18,5	36,0	79,3	27,7	48,8	65,4	22,0	26,7	19,2	34,6	423,6

$P_{\text{moyen, annuelle}}=639,017$ .

#### 4.1.2. Vérification de l'homogénéité de la série :

- **Homogénéité de la série pluviométrique : test de Wilcoxon ou test de rang :**
- **On va diviser notre série en deux sous séries X et Y :**

**Tableau .III .13. (Série X et Y : test de Wilcoxon)**

(X)	(Y)
599,4	513,1
648,2	605,5
1059,6	622,2
864,6	600,8
443,5	523,8
509,4	791
819,4	657,9
626,1	502,6

766,1	943,3
674	502,9
574,3	429,9
741	501
420	747,4
938,6	743,3
783	478,3
757,5	425,7
882,7	479,5
413,9	748
515,9	423,6
668	
760,6	
494,1	

On va classer les valeurs avec un ordre décroissant avec numérisation des ordres comme suite :

**Tableau .III.14.** Classement des valeurs X et Y par ordre décroissant.

DECROIS	RANGS	DECROIS	RANGS
1059,6	1	605,5	22
943,3	2	600,8	23
938,6	3	599,4	24
882,7	4	574,3	25
864,6	5	523,8	26
819,4	6	515,9	27
791	7	513,1	28
783	8	509,4	29
766,1	9	502,9	30
760,6	10	502,6	31
757,5	11	501	32
748	12	494,1	33

747,4	13	479,5	34
743,3	14	478,3	35
741	15	443,5	36
674	16	429,9	37
668	17	425,7	38
657,9	18	423,6	39
648,2	19	420	40
626,1	20	413,9	41
622,2	21		

L'homogénéité est vérifiée si les inégalités sont vérifiées :

$W_{min} < W_y < W_{max}$  Tel que :

$$W_y = \sum \text{Rangs de la série (Y)}$$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_2 - 1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 * N_2 * (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

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

Wmin	Wy	Wmax
323,516302	462	474,483698

**D'après les résultats qui on a obtenue :  $W_{min} < W_y < W_{max}$ .**

La condition est satisfaite Donc La série est **HOMOGENE**.

#### 4.1.3. Ajustement des pluies annuelles par différents lois :

a. A l'aide de logiciel <HYDROLAB> on trouve les caractéristiques suivantes par l'ajustement de loi de Gauss :

Taille n = 41.

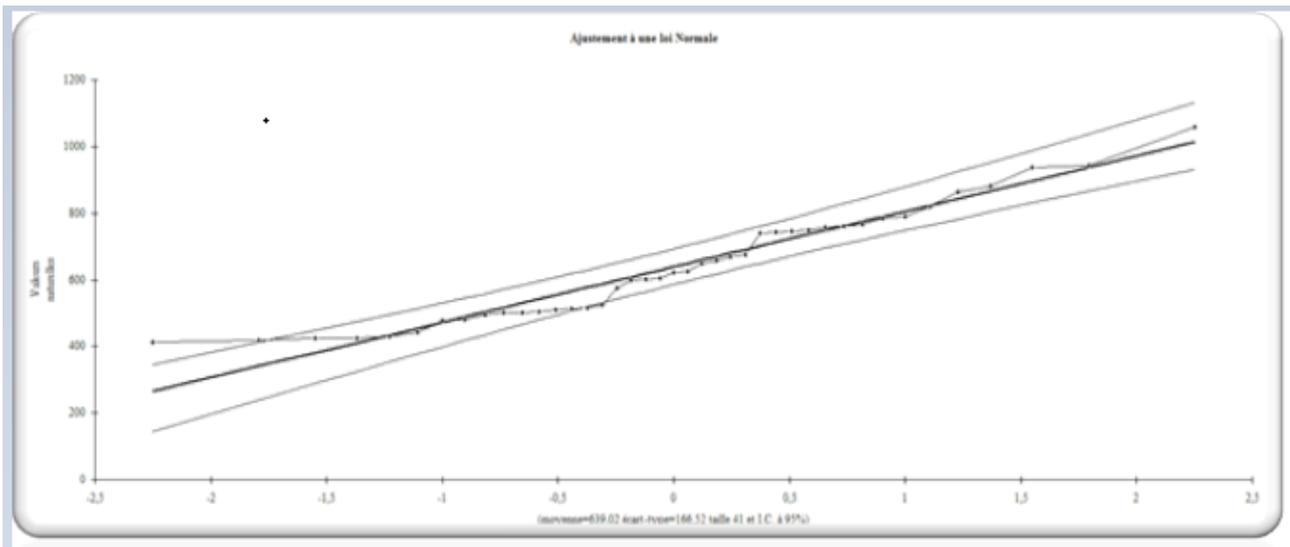
Moyenne = 639,017073.      U Gauss = 1,9604.

Ecart type = 166,515343.

I.C. à (en%) = 95.

**Tableau .III .15.** Résultats de l'ajustement de loi de Gauss.

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
599,400	413,900	1	0,0122	-2,251	413,900	264,130	145,140	346,251
648,200	420,000	2	0,0366	-1,792	420,000	340,594	239,576	412,264
1059,600	423,600	3	0,0610	-1,547	423,600	381,425	289,487	448,031
864,600	425,700	4	0,0854	-1,370	425,700	410,876	325,186	474,130
443,500	429,900	5	0,1098	-1,228	429,900	434,542	353,650	495,324
509,400	443,500	6	0,1341	-1,107	443,500	454,675	377,684	513,537
819,400	478,300	7	0,1585	-1,000	478,300	472,425	398,715	529,752
626,100	479,500	8	0,1829	-0,904	479,500	488,461	417,573	544,543
766,100	494,100	9	0,2073	-0,816	494,100	503,211	434,788	558,277
674,000	501,000	10	0,2317	-0,733	501,000	516,964	450,718	571,208
574,300	502,600	11	0,2561	-0,655	502,600	529,931	465,620	583,515
741,000	502,900	12	0,2805	-0,581	502,900	542,267	479,684	595,336
420,000	509,400	13	0,3049	-0,510	509,400	554,092	493,056	606,775
938,600	513,100	14	0,3293	-0,442	513,100	565,500	505,852	617,919
783,000	515,900	15	0,3537	-0,375	515,900	576,571	518,164	628,836
757,500	523,800	16	0,3780	-0,310	523,800	587,369	530,070	639,588
882,700	574,300	17	0,4024	-0,247	574,300	597,950	541,635	650,225
413,900	599,400	18	0,4268	-0,184	599,400	608,362	552,916	660,794
515,900	600,800	19	0,4512	-0,122	600,800	618,651	563,963	671,337
668,000	605,500	20	0,4756	-0,061	605,500	628,857	574,820	681,895
760,600	622,200	21	0,5000	0,000	622,200	639,017	585,530	692,505
494,100	626,100	22	0,5244	0,061	626,100	649,177	596,140	703,214
513,100	648,200	23	0,5488	0,122	648,200	659,383	606,697	714,071
605,500	657,900	24	0,5732	0,184	657,900	669,672	617,240	725,118
622,200	668,000	25	0,5976	0,247	668,000	680,085	627,809	736,399
600,800	674,000	26	0,6220	0,310	674,000	690,665	638,446	747,964
523,800	741,000	27	0,6463	0,375	741,000	701,463	649,198	759,870
791,000	743,300	28	0,6707	0,442	743,300	712,534	660,115	772,182
657,900	747,400	29	0,6951	0,510	747,400	723,943	671,259	784,978
502,600	748,000	30	0,7195	0,581	748,000	735,767	682,699	798,350
943,300	757,500	31	0,7439	0,655	757,500	748,103	694,519	812,414
502,900	760,600	32	0,7683	0,733	760,600	761,070	706,826	827,316
429,900	766,100	33	0,7927	0,816	766,100	774,824	719,757	843,246
501,000	783,000	34	0,8171	0,904	783,000	789,573	733,491	860,461
747,400	791,000	35	0,8415	1,000	791,000	805,609	748,282	879,319
743,300	819,400	36	0,8659	1,107	819,400	823,359	764,497	900,350
478,300	864,600	37	0,8902	1,228	864,600	843,493	782,710	924,384
425,700	882,700	38	0,9146	1,370	882,700	867,158	803,904	952,848
479,500	938,600	39	0,9390	1,547	938,600	896,609	830,003	988,548
748,000	943,300	40	0,9634	1,792	943,300	937,440	865,770	1038,459
423,600	1059,600	41	0,9878	2,251	1059,600	1013,904	931,783	1132,894



### Ajustement à la loi de Gauss

**Tableau.III.16. :** Caractéristiques de la série avec : N=41 ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des P <sub>annuelle</sub> en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=42} X_i$	26199,7mm
la moyenne des P <sub>annuelle</sub> en(mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=29} X_i}{n}$	639,017mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » : Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (X_i - 34.32)^2}{42}} \right]$	166,515mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,26
L'exposant climatique :	$b=0,33$	

**b.Ajustement à une loi de Gumbel :**

Toujours à l'aide de logiciel <HYDROLAB> on trouve les caractéristiques suivantes par l'ajustement de loi de Gumbel :

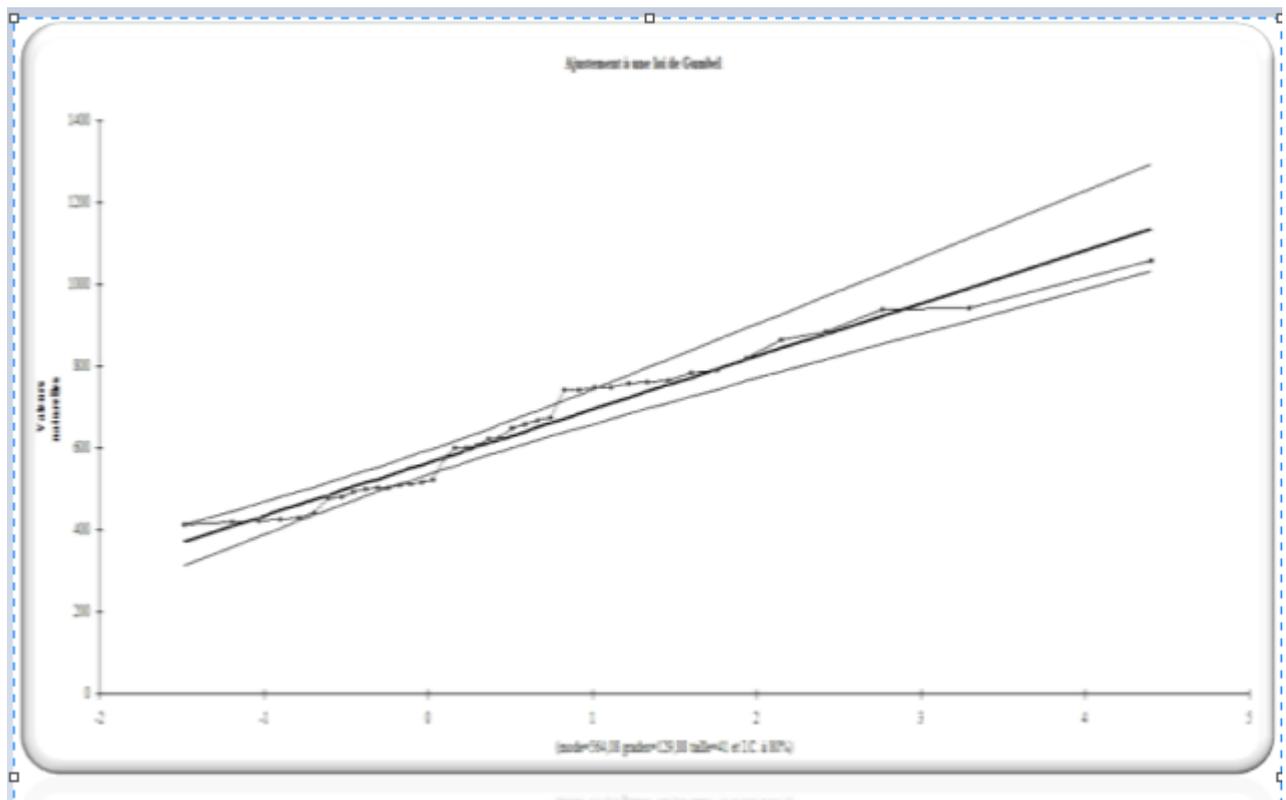
**Tableau.III.17.** Résultats de l'ajustement de loi de Gumbel.

Taille n=41.  
 Xo=564,08.  
 g=129,88.

I.C. à (en%)=80.  
 U Gauss=1,2817.

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
599,400	413,900	1	0,012	-1,483	413,900	371,443	313,390	412,745
648,200	420,000	2	0,037	-1,196	420,000	408,687	358,687	445,375
1059,600	423,6	3	0,061	-1,029	423,600	430,472	384,868	464,775
864,600	425,700	4	0,085	-0,900	425,700	447,118	404,667	479,804
443,500	429,900	5	0,110	-0,793	429,900	461,109	421,142	492,604
509,400	443,500	6	0,134	-0,698	443,500	473,476	435,555	504,066
819,400	478,300	7	0,159	-0,611	478,300	484,753	448,559	514,656
626,100	479,500	8	0,183	-0,530	479,500	495,258	460,542	524,653
766,100	494,100	9	0,207	-0,453	494,100	505,199	471,753	534,242
674,000	501,000	10	0,232	-0,380	501,000	514,720	482,364	543,553
574,300	502,600	11	0,256	-0,309	502,600	523,929	492,501	552,683
741,000	502,900	12	0,280	-0,240	502,900	532,906	502,259	561,709
420,000	509,400	13	0,305	-0,172	509,400	541,717	511,712	570,692
938,600	513,100	14	0,329	-0,105	513,100	550,417	520,921	579,686
783,000	515,900	15	0,354	-0,039	515,900	559,053	529,940	588,736
757,500	523,800	16	0,378	0,028	523,800	567,666	538,813	597,884
882,700	574,300	17	0,402	0,094	574,300	576,294	547,581	607,169
413,900	599,400	18	0,427	0,161	599,400	584,974	556,283	616,627
515,900	600,800	19	0,451	0,228	600,800	593,741	564,957	626,297
668,000	605,500	20	0,476	0,297	605,500	602,630	573,638	636,215
760,600	622,200	21	0,500	0,367	622,200	611,679	582,364	646,421
494,100	626,100	22	0,524	0,438	626,100	620,925	591,174	656,957
513,100	648,200	23	0,549	0,511	648,200	630,410	600,107	667,870
605,500	657,900	24	0,573	0,586	657,900	640,181	609,208	679,213
622,200	668,000	25	0,598	0,664	668,000	650,289	618,526	691,044
600,800	674,000	26	0,622	0,745	674,000	660,794	628,115	703,435
523,800	741,000	27	0,646	0,829	741,000	671,765	638,037	716,467
791,000	743,300	28	0,671	0,918	743,300	683,284	648,366	730,241
657,900	747,400	29	0,695	1,012	747,400	695,453	659,189	744,878
502,600	748	30	0,720	1,111	748,000	708,393	670,613	760,530
943,300	757,500	31	0,744	1,218	757,500	722,261	682,770	777,388
502,900	760,600	32	0,768	1,333	760,600	737,257	695,832	795,704
429,900	766,100	33	0,793	1,460	766,100	753,649	710,023	815,811
501,000	783,000	34	0,817	1,599	783,000	771,803	725,651	838,166
747,400	791,000	35	0,841	1,757	791,000	792,239	743,152	863,425
743,300	819,400	36	0,866	1,938	819,400	815,743	763,181	892,573
478,300	864,600	37	0,890	2,152	864,600	843,572	786,787	927,194
425,700	882,700	38	0,915	2,417	882,700	877,938	815,811	970,076
479,500	938,600	39	0,939	2,766	938,600	923,327	853,982	1026,873
748	943,300	40	0,963	3,290	943,300	991,326	910,927	1112,203
423,6	1059,600	41	0,988	4,401	1059,600	1135,633	1031,215	1293,851

### Ajustement à la loi de Gumbel :



On conclure que la série des précipitations ajustée bien à la loi de gauss et Gumbel.

#### 4.1.4. L'adéquation de la série.

Tableau.III.18.Adéquation : teste de Pearson ( $X^2$ ) :

Année	Classes	Ni	Ui	Ui+1	F(Ui)	F(Ui+1)	Pi	$\mu_i$	$X^2$
1059,6	1060-860	5	1,43	2,62927151	0,076359	0,00042692	0,07593208	0,3796604	0,56
943,3									
938,6									
882,7									

864,6									
819,4									
791									
783	860-760	5	0,96	1,55666326	0,16853	0,005938	0,162592	0,81296	0,22
766,1									
760,6									
757,5									
748									
747,4	760-700	5	1,06	1,41853342	0,014457	0,077804	0,063347	0,316735	0,69
743,3									
741									
674									
668									
657,9	700-625	5	-	-	0,984134	0,970884	0,01325	0,06625	3,67
648,2			1,00	0,54651372					
626,1									
622,2									
605,5									
600,8	625-540	5	-	-	0,76115	0,53188	0,22927	1,14635	0,13
599,4			0,71	0,19758573					
574,3									
523,8									
515,9									
513,1	540-502	5	0,00	0,22461113	0,5	0,58706	0,08706	0,4353	0,48
509,4									
502,9									
502,6									
501									
494,1	502-450	5	-	-	0,71226	0,9959757	0,2837157	1,4185785	0,09
479,5			0,56	2,65029127					
478,3									
443,5									
429,9									
425,7	450-410	6	-	-	0,71226	0,6252	0,08706	0,52236	0,57
423,6			0,56	0,31769863					
420									
413,9									5,86

$\Sigma X^2 = 5,176$  (valeur calculer) pour  $P=1-\alpha$ .

On a :  $\gamma = 5, \alpha = 0,05 \implies$  sur la table de Pearson  $X^2 = 11,07$  (valeur théorique)

$X^2$  (calculer) = 5,85 <  $X^2$  (théorique) = 11,07

La condition est satisfaite. L'adéquation de la loi est bonne pour une probabilité  $1-\alpha$  soit 95%.

#### 4.2. Précipitations journalières maximales :

Les précipitations journalières maximales les paramètres de leur distribution d'après les données des postes météorologiques de la région sont cités dans le tableau.III.19.

**Tableau. III.19. Précipitations journalières maximales (mm).**

Poste	Code	Nombre d'années des observations	Maximum journalier	Année	Moyenne	C <sub>v</sub>
Souk-Ahras	120101	41	90,5	2003	45,35	0,37

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

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

**Tableau .III.20.Précipitations max journalière selon la poste météorologique à Souk Ahras Code 121010 :**

année	P <sub>J max</sub> (mm)	année	P <sub>J max</sub> (mm)
1969	49,9	1990	51,5
1970	55,9	1991	72
1971	41,4	1992	39,9
1972	35,4	1993	20,5
1973	25,7	1994	16,2
1974	32,7	1995	44
1975	66,5	1996	38,1
1976	64,5	1997	42,5
1977	32,4	1998	45,5
1978	45,1	1999	65,3
1979	52,4	2000	57,2
1980	52,4	2001	48,7
1981	37,7	2002	53,6
1982	32,4	2003	90,5
1983	48,2	2004	56
1984	74,4	2005	60,8
1985	18,6	2006	42
1986	43	2007	29,4
1987	17,9	2008	55,9
1988	39,6	2009	34,2
1989	29,4		

**Tableau.III.21.Caractéristiques de la série avec : N=40ans**

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des P <sub>max j</sub> en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=42} Xi$	1859.3mm
la moyenne des P <sub>max j</sub> en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=29} Xi}{n}$	45.35mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (X_i - 34.32)^2}{42}} \right]$	16.22 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.37
L'exposant climatique :	$b=0,33$	

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région (b=0,33) est donné par l'ARNH D'ALGER.

**4.2.1. Vérification de l'homogénéité de la série :**

**a. Homogénéité de la série pluviométrique :** test de Wilcoxon ou test de rang :

On va diviser notre série en deux sous séries X et Y :

**Tableau. III.22.** sous série X et Y.

(X)	(Y)
49,9	72
55,9	39,9

41,4	20,5
35,4	16,2
25,7	44
32,7	38,1
66,5	42,5
64,5	45,5
32,4	65,3
45,1	57,2
52,4	48,7
52,4	53,6
37,7	90,5
32,4	56
48,2	60,8
74,4	42
18,6	29,4
43	55,9
17,9	34,2
39,6	
29,4	
51,5	

On va classer les valeurs avec un ordre décroissant avec numérisation des ordres comme suite :

**Tableau. III.23.classement (sous séries X et Y).**

DECROIS	RANGS	DECROIS	RANGS
90,5	1	43	22
74,4	2	42,5	23
72	3	42	24
66,5	4	41,4	25
65,3	5	39,9	26
64,5	6	39,6	27
60,8	7	38,1	28
57,2	8	37,7	29
56	9	35,4	30
55,9	10	34,2	31
55,9	11	32,7	32
53,6	12	32,4	33
52,4	13	32,4	34
52,4	14	29,4	35
51,5	15	29,4	36
49,9	16	25,7	37
48,7	17	20,5	38
48,2	18	18,6	39
45,5	19	17,9	40
45,1	20	16,2	41
44	21		

L'homogénéité est vérifiée si les inégalités sont vérifiées :

$$W_{\min} < W_y < W_{\max}$$

Tel que :  $W_y = \sum \text{Rangs de la série (Y)}$ .

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_2 - 1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 * N_2 * (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

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

Wmin	Wy	Wmax
323,516302	360	474,483698

D'après les résultats qui on a obtenue :  $W_{\min} < W_y < W_{\max}$ .

La condition est satisfaite Donc La série est HOMOGENE.

**b. Homogénéité de la série pluviométrique : test de médiane.**

**Tableau. III.24. Test de médiane.**

<b>Valeurs</b>	<b>Signes</b>	<b>Classées</b>	<b>Signes</b>
<b>49,9</b>	-	<b>16,2</b>	+
<b>55,9</b>	-	<b>17,9</b>	+
<b>41,4</b>	+	<b>18,6</b>	+
<b>35,4</b>	+	<b>20,5</b>	+
<b>25,7</b>	+	<b>25,7</b>	+
<b>32,7</b>	+	<b>29,4</b>	+
<b>66,5</b>	-	<b>29,4</b>	+
<b>64,5</b>	-	<b>32,4</b>	+
<b>32,4</b>	+	<b>32,4</b>	+
<b>45,1</b>	-	<b>32,7</b>	+
<b>52,4</b>	-	<b>34,2</b>	+
<b>52,4</b>	-	<b>35,4</b>	+
<b>37,7</b>	+	<b>37,7</b>	+
<b>32,4</b>	+	<b>38,1</b>	+
<b>48,2</b>	-	<b>39,6</b>	+
<b>74,4</b>	-	<b>39,9</b>	+
<b>18,6</b>	+	<b>41,4</b>	+
<b>43</b>	+	<b>42</b>	+
<b>17,9</b>	+	<b>42,5</b>	+
<b>39,6</b>	+	<b>43</b>	+
<b>29,4</b>	+	<b>44</b>	
<b>51,5</b>	-	<b>45,1</b>	-
<b>72</b>	-	<b>45,5</b>	-
<b>39,9</b>	+	<b>48,2</b>	-
<b>20,5</b>	+	<b>48,7</b>	-
<b>16,2</b>	+	<b>49,9</b>	-
<b>44</b>		<b>51,5</b>	-
<b>38,1</b>	+	<b>52,4</b>	-
<b>42,5</b>	+	<b>52,4</b>	-
<b>45,5</b>	-	<b>53,6</b>	-
<b>65,3</b>	-	<b>55,9</b>	-
<b>57,2</b>	-	<b>55,9</b>	-
<b>48,7</b>	-	<b>56</b>	-
<b>53,6</b>	-	<b>57,2</b>	-
<b>90,5</b>	-	<b>60,8</b>	-
<b>56</b>	-	<b>64,5</b>	-
<b>60,8</b>	-	<b>65,3</b>	-
<b>42</b>	+	<b>66,5</b>	-

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande valeur, on calcul :

$$\text{La médiane } Me = X_{50\%} = 44\text{mm.}$$

Taille de la plus grande série en + ou en - «Ts»

$$T_s = 8$$

Nombre des valeurs qui sont supérieur ou inférieur à la médiane.

$$N_s = 20$$

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées:

$$T_s < 3,3(\log(N) + 1) = 8,62$$

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{(1-\frac{\alpha}{2})} \sqrt{N + 1}) = 14,65$$

$$\text{Avec } \alpha = 5\%, u_{(1-\frac{\alpha}{2})} = 1,9604$$

➤ Les deux conditions sont vérifiées donc **la série est homogène.**

#### 4.2.2. Choix de la loi d'ajustement :

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de GUMBEL

2)-la loi GALTON (log-normale).

##### a. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (double exponentiel) :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

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

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

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

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(40)

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

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et «  $x_0$  »
- représenter graphiquement les couples ( $x_i, y_i$ ) sur papier GUMBEL.

\*Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0$$

Avec : (1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = 0.78 * \sigma_x = 0.78 * 16.22 = 12.65mm$$

et  $x_0$  représente l'ordonnée à l'origine

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y}$$

$\bar{Y}$  : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} Y}{N} = 0,438mm$$

$$X_0 = 45.35 - (12.65)*(0,438) = 39.809 \text{ mm.}$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$x = 12,65 y + 39,809$$

$$P_{\max, j, p\%} = 12,65 y + 39,809$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans  
tableau. III.25.suivant :

le

**Ajustement  
à une loi de  
Gumbel**

Taille :  
n=41

$X_0 = 38,05$

$g = 12,66$

I.C. à (en%) = 80.

$U_{Gauss} = 1,2817$ .

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
49,9	16,2	1	0,012	-1,483	16,2	19,27509	13,6181	23,29976
55,9	17,9	2	0,037	-1,196	17,9	22,90435	18,0321	26,47935
41,4	18,6	3	0,061	-1,029	18,6	25,02717	20,5833	28,36976
35,4	20,5	4	0,085	-0,900	20,5	26,64918	22,5126	29,83426
25,7	25,7	5	0,110	-0,793	25,7	28,0126	24,1179	31,08159
32,7	29,4	6	0,134	-0,698	29,4	29,21766	25,5224	32,19851
66,5	29,4	7	0,159	-0,611	29,4	30,31652	26,7896	33,23043
64,5	32,4	8	0,183	-0,530	32,4	31,34019	27,9573	34,2046
32,4	32,4	9	0,207	-0,453	32,4	32,30889	29,0498	35,13899
45,1	32,7	10	0,232	-0,380	32,7	33,23671	30,0838	36,04628
52,4	34,2	11	0,256	-0,309	34,2	34,13402	31,0716	36,93596
52,4	35,4	12	0,280	-0,240	35,4	35,0088	32,0224	37,81546
37,7	37,7	13	0,305	-0,172	37,7	35,86743	32,9435	38,69085
32,4	38,1	14	0,329	-0,105	38,1	36,71521	33,841	39,56724
48,2	39,6	15	0,354	-0,039	39,6	37,55671	34,7198	40,44913
74,4	39,9	16	0,378	0,028	39,9	38,39598	35,5844	41,34056
18,6	41,4	17	0,402	0,094	41,4	39,23676	36,4388	42,24531
43	42	18	0,427	0,161	42	40,08257	37,2868	43,16701
17,9	42,5	19	0,451	0,228	42,5	40,93686	38,132	44,10926
39,6	43	20	0,476	0,297	43	41,80307	38,9779	45,07573
29,4	44	21	0,500	0,367	44	42,68479	39,8283	46,07024
51,5	45,1	22	0,524	0,438	45,1	43,58576	40,6867	47,09694
72	45,5	23	0,549	0,511	45,5	44,51006	41,5572	48,16037
39,9	48,2	24	0,573	0,586	48,2	45,46217	42,4441	49,26562
20,5	48,7	25	0,598	0,664	48,7	46,44715	43,352	50,41855
16,2	49,9	26	0,622	0,745	49,9	47,4708	44,2864	51,62595
44	51,5	27	0,646	0,829	51,5	48,53986	45,2533	52,8959
38,1	52,4	28	0,671	0,918	52,4	49,6624	46,2598	54,23809
42,5	52,4	29	0,695	1,012	52,4	50,84813	47,3145	55,66438
45,5	53,6	30	0,720	1,111	53,6	52,1091	48,4277	57,18955
65,3	55,9	31	0,744	1,218	55,9	53,46045	49,6123	58,83236
57,2	55,9	32	0,768	1,333	55,9	54,92179	50,8851	60,61716
48,7	56	33	0,793	1,460	56	56,5191	52,2679	62,57642
53,6	57,2	34	0,817	1,599	57,2	58,28805	53,7908	64,7548
90,5	60,8	35	0,841	1,757	60,8	60,27951	55,4962	67,21616
56	64,5	36	0,866	1,938	64,5	62,56985	57,448	70,05653
60,8	65,3	37	0,890	2,152	65,3	65,28158	59,7482	73,43013
42	66,5	38	0,915	2,417	66,5	68,63042	62,5764	77,60876
29,4	72	39	0,939	2,766	72	73,05335	66,296	83,14337
55,9	74,4	40	0,963	3,290	74,4	79,67944	71,845	91,45829
34,2	90,5	41	0,988	4,401	90,5	93,74139	83,5665	109,159

➤ Gumbel (Méthode des moments) Résultats de l'ajustement :

➤ Paramètre :  $U = 1,2817$        $\alpha = 12.66$

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

**Tableau.III.26** : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)(T)	$f(x) = (1/T)$	$y = - \ln (-\ln (f(x)))$	$P_{\max,j,p\%}$ (mm)
<b>1000</b>	0,001	- 0,193264473	19,645
<b>500</b>	0,002	-1,82690266	21,271
<b>200</b>	0,005	-1,66738929	23,722
<b>100</b>	0,01	-1,52717962	25,877
<b>50</b>	0,02	-1,3640546	28,384
<b>20</b>	0,05	-1,0971887	32,486
<b>10</b>	0,1	-0,8340324	36,530
<b>5</b>	0,2	-0,4758849	42,035

**b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure (III- 10)

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

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

Ou:u = (variable réduite de GAUSS)

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

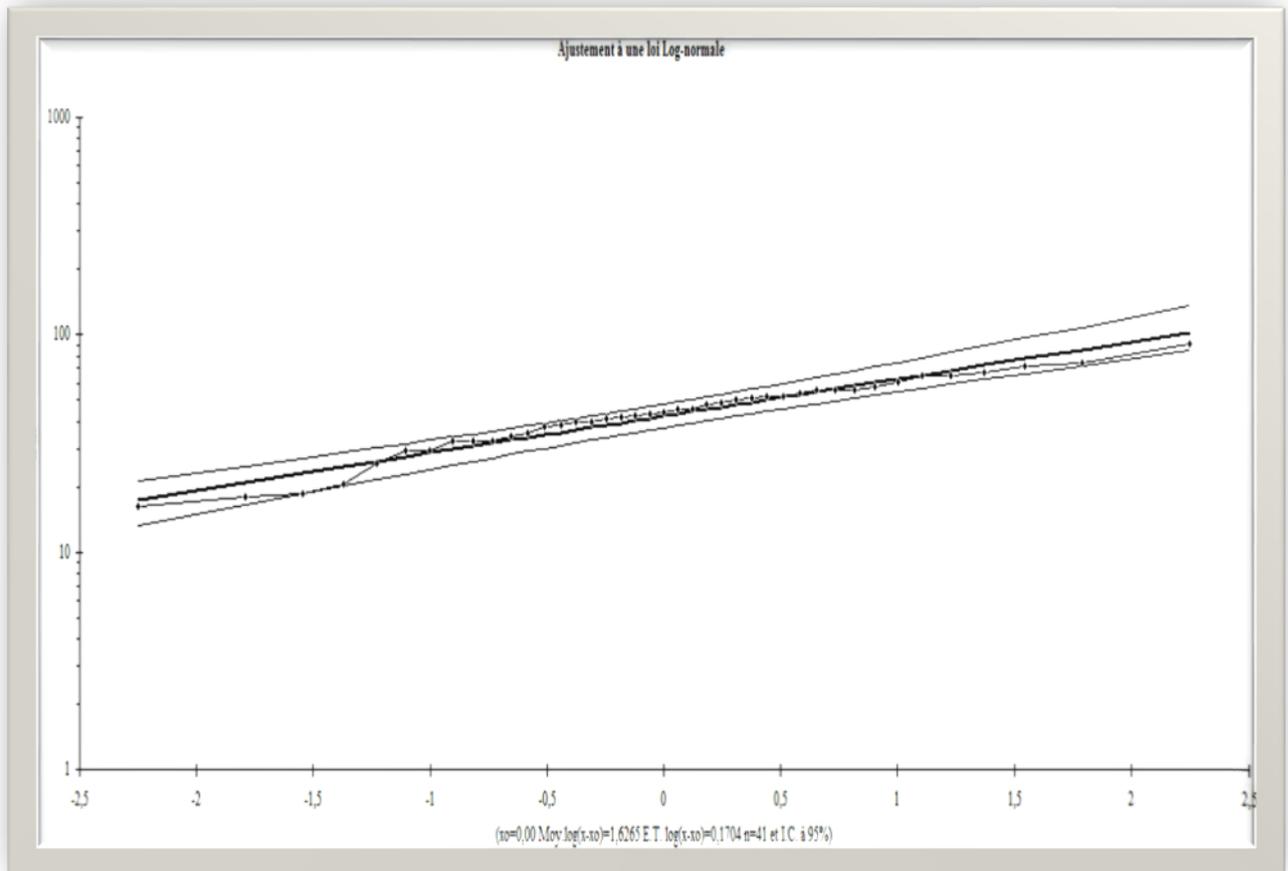
$$\text{Log } x_{(p\%)} = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } * \mathbf{u}_{(p\%)}$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} .$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont :

**Tableau.III.26.** l'ajustement par la loi de Log- Normal.

Ajustement à une loi Log-normale								
Taille n= 41		Moy.log(x-xo)= 1,626538604		I.C. à (en%)= 95		U Gauss= 1,960		
xo= 0		E.T. log(x-xo)= 0,170449974						
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
49,9	16,2	1	0,012	-2,251	16,2	17,490132	13,212708	21,2253598
55,9	17,9	2	0,037	-1,792	17,9	20,944216	16,506639	24,7986381
41,4	18,6	3	0,061	-1,547	18,6	23,060047	18,567312	26,9798802
35,4	20,5	4	0,085	-1,370	20,5	24,717653	20,197247	28,6916651
25,7	25,7	5	0,110	-1,228	25,7	26,135544	21,598738	30,1613308
32,7	29,4	6	0,134	-1,107	29,4	27,405697	22,857583	31,4842991
66,5	29,4	7	0,159	-1,000	29,4	28,576584	24,019185	32,7108516
64,5	32,4	8	0,183	-0,904	32,4	29,67736	25,110901	33,8713117
32,4	32,4	9	0,207	-0,816	32,4	30,727209	26,150721	34,9857478
45,1	32,7	10	0,232	-0,733	32,7	31,739638	27,151268	36,0684104
52,4	34,2	11	0,256	-0,655	34,2	32,724676	28,121863	37,1300168
52,4	35,4	12	0,280	-0,581	35,4	33,690118	29,069694	38,1790348
37,7	37,7	13	0,305	-0,510	37,7	34,642274	30,000513	39,2224566
32,4	38,1	14	0,329	-0,442	38,1	35,586444	30,919089	40,2662951
48,2	39,6	15	0,354	-0,375	39,6	36,527239	31,829507	41,315919
74,4	39,9	16	0,378	-0,310	39,9	37,468804	32,735376	42,376293
18,6	41,4	17	0,402	-0,247	41,4	38,414988	33,639989	43,4521592
43	42	18	0,427	-0,184	42	39,369475	34,546439	44,5481848
17,9	42,5	19	0,451	-0,122	42,5	40,335891	35,457718	45,6690895
39,6	43	20	0,476	-0,061	43	41,317904	36,376802	46,8197648
29,4	44	21	0,500	0,000	44	42,319314	37,306732	48,0053942
51,5	45,1	22	0,524	0,061	45,1	43,344992	38,251457	49,2325907
72	45,5	23	0,549	0,122	45,5	44,400264	39,215238	50,5087279
39,9	48,2	24	0,573	0,184	48,2	45,490172	40,201957	51,8410659
20,5	48,7	25	0,598	0,247	48,7	46,620455	41,216	53,2379545
16,2	49,9	26	0,622	0,310	49,9	47,797742	42,262409	54,7091379
44	51,5	27	0,646	0,375	51,5	49,029828	43,347074	56,2661625
38,1	52,4	28	0,671	0,442	52,4	50,326023	44,477005	57,9229286
42,5	52,4	29	0,695	0,510	52,4	51,697652	45,660684	59,6964526
45,5	53,6	30	0,720	0,581	53,6	53,15874	46,908578	61,6079485
65,3	55,9	31	0,744	0,655	55,9	54,727027	48,233865	63,6844076
57,2	55,9	32	0,768	0,733	55,9	56,425476	49,653539	65,9609788
48,7	56	33	0,793	0,816	56	58,284636	51,190108	68,4846966
53,6	57,2	34	0,817	0,904	57,2	60,346481	52,874368	71,3205868
90,5	60,8	35	0,841	1,000	60,8	62,671038	54,750156	74,5622382
56	64,5	36	0,866	1,107	64,5	65,348609	56,88309	78,3514267
60,8	65,3	37	0,890	1,228	65,3	68,524468	59,378156	82,9180029
42	66,5	38	0,915	1,370	66,5	72,45527	62,419668	88,6716988
29,4	72	39	0,939	1,547	72	77,663512	66,379991	96,4557625
55,9	74,4	40	0,963	1,792	74,4	85,509251	72,218652	108,497209
34,2	90,5	41	0,988	2,251	90,5	102,39627	84,376625	135,545585



- $\overline{\text{Log}x} = 1,626$
- $\sigma_{\text{Log}} = 0,1704$
- $X(p\%) = 10^{\overline{\text{Log}x} + \sigma_{\text{Log}} * u(p\%)}$

**Tableau.III.27.** : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour(T)	Fréquence(F)	U gauss (variable réduite)	Pmax, j (X%)
1000	0,001	0,00	42.27
100	0,01	-0,841	30.39
50	0,02	-1,182	26.58
20	0,05	-1,645	22.17
10	0,1	-2,054	18.88
5	0,2	-2,327	16.96
2	0,5	-3,091	12.57

**4.2.3. Adéquation de la série : teste de Pearson (X<sup>2</sup>) :**

**Tableau.III.28.** teste de Pearson ( $X^2$ ).

Valeurs	Classes	Ni	Ui	Ui+1	F(Ui)	F (Ui+1)	Pi	$\mu_i$	$X^2$
90,5	90-65	5	2,75	1,21	0,00029798	0,011314	0,01101602	0,0550801	4,439
74,4									
72									
66,5									
65,3									
64,5	65-55	5	1,21	0,60	0,27425	0,011314	0,262936	1,31468	0,103
60,8									
57,2									
56									
55,9									
54,9	55-50	5	0,60	0,29	0,38974	0,27425	0,11549	0,57745	0,339
53,6									
52,4									
52,4									
51,5									
49,9	50-45	5	0,29	-0,02	0,50798	0,38974	0,11824	0,5912	0,329
48,7									
48,2									
45,5									
45,1									
44	45-40	5	-0,02	-0,33	0,326555761	0,50798	0,834535761	4,172679	0,002
43									
42,5									
42									
41,4									
39,9	40-35	5	-0,33	-0,63	0,73565	0,6293	0,10635	0,53175	0,375
39,6									
38,1									
37,7									
35,4									
34,2	35-29	5	-0,63	-1,00	0,984134	0,73565	0,248484	1,24242	0,114
32,7									
32,4									
32,4									
29,4									
28,4	29-15	6	-1,00	-1,87	0,969258	0,984134	0,014876	0,089256	3,914
25,7									
20,5									
18,6									
17,9									
16,2									5,176

$\Sigma X^2 = 5,176$  (valeur calculer) pour  $P=1- \alpha$ .

**On a :**

**$\gamma = 5, \alpha = 0,05 \implies$  sur la table de Pearson  $X^2 = 11,07$  (valeur théorique)**

**$X^2$  (calculer) = 5,175 <  $X^2$  (théorique) = 11,07.**

**La condition est satisfaite.**

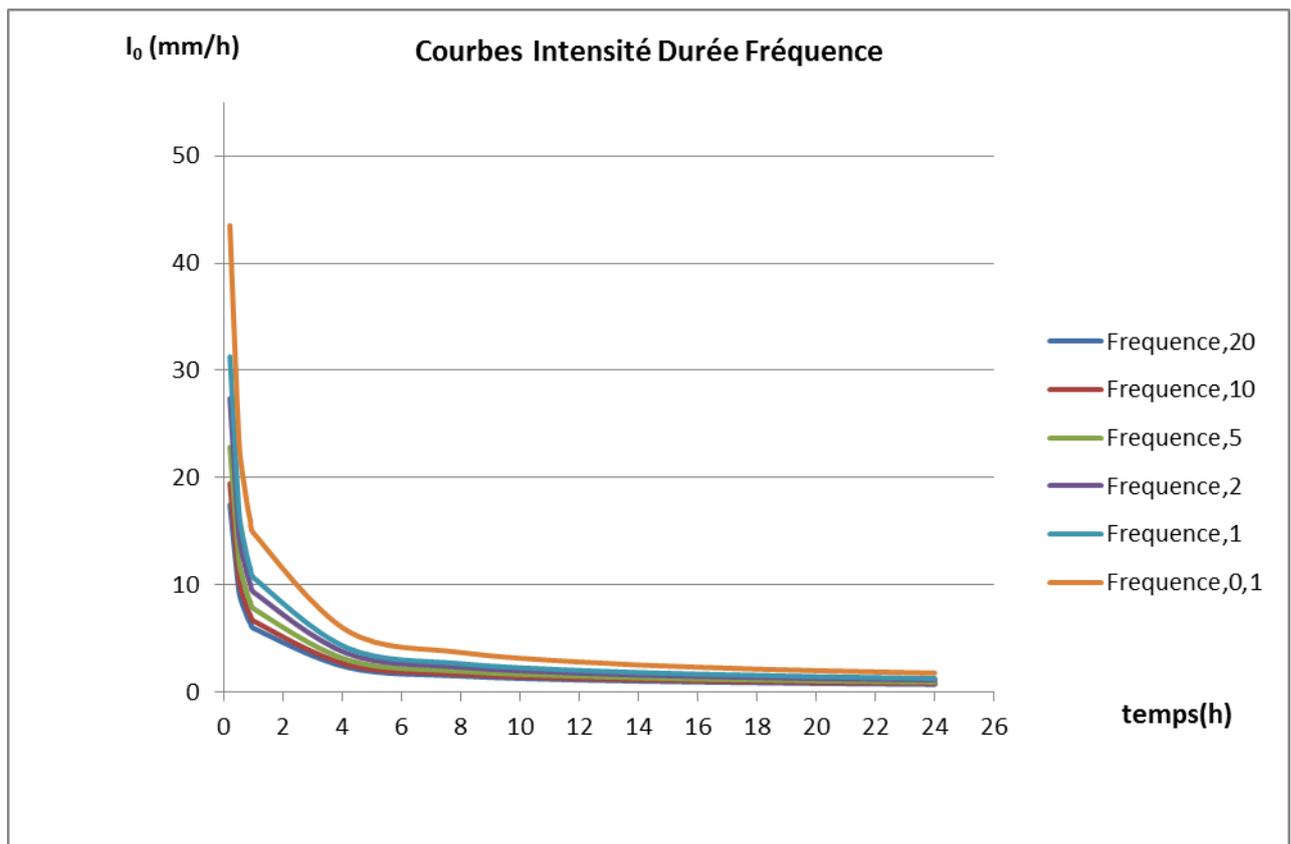
L'adéquation de la loi est bonne pour une probabilité  $1 - \alpha$  soit 95%.

4.3. Pluie de courtes durées :  $P_{max,t,p\%} = P_{max,j,p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b$ .

t = Tc = 4,187h. (Déjà calculé) .b : Exposant climatique (pour notre région selon l'ANRH b = 0 ,33).

Tableau.III.29.pluies et intensité courte durée .

Période	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	Frequence,20		Frequence,10		Frequence,5		Frequence,2		Frequence,1		Frequence,0,1	
P <sub>max,j,p%</sub> (mm)	16,96		18,88		22,17		26,58		30,39		42,27	
T	P <sub>max,t,p%</sub>	I <sub>0</sub>	P <sub>max,j,p%</sub>	I <sub>0</sub>								
T(h)	(mm)	(mm/h)										
0.2	3,49	17,47	3,89	19,45	4,57	22,84	5,48	27,38	6,26	31,3	8,71	43,54
0.5	4,73	9,45	5,26	10,53	6,18	12,36	7,41	14,82	8,47	16,94	11,78	23,56
0.6	5,02	8,37	5,59	9,31	6,56	10,94	7,87	13,11	9	14,99	12,51	20,85
0.8	5,52	6,9	6,15	7,68	7,22	9,02	8,65	10,81	9,89	12,36	13,76	17,2
0.9	5,74	6,38	6,39	7,1	7,5	8,34	8,99	9,99	10,28	11,43	14,3	15,89
1	5,94	5,94	6,62	6,62	7,77	7,77	9,31	9,31	10,65	10,65	14,81	14,81
4,187	9,53	2,28	10,61	2,53	12,46	2,98	14,94	3,57	17,08	4,08	23,76	5,67
8	11,8	1,48	13,14	1,64	15,43	1,93	18,5	2,31	21,15	2,64	29,42	3,68
12	13,49	1,12	15,02	1,25	17,64	1,47	21,15	1,76	24,18	2,01	33,63	2,8
16	14,84	0,93	16,52	1,03	19,39	1,21	23,25	1,45	26,58	1,66	36,98	2,31
20	15,97	0,8	17,78	0,89	20,88	1,04	25,03	1,25	28,62	1,43	39,8	1,99
24	16,96	0,71	18,88	0,79	22,17	0,92	26,58	1,11	30,39	1,27	42,27	1,76



**Figure .III.6.:** Courbes Intensité Durée Fréquence Station de Souk Ahras code 0120101.

### III.2. Etudes des apports :

#### III.2.1. les apports annuel (A) :

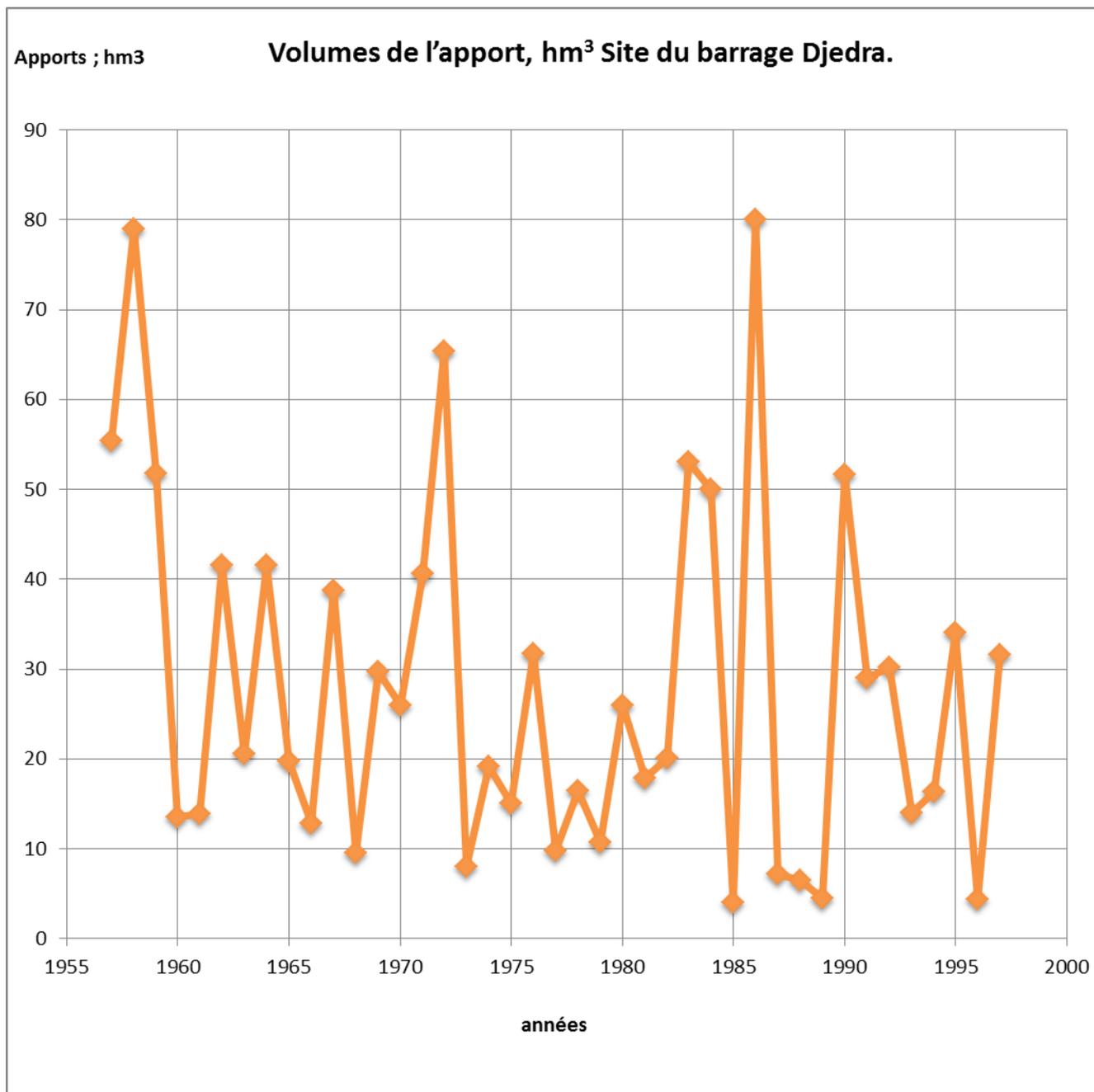
**Tableau.III.30.Les apports annuels (hm<sup>3</sup>).**

Année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR S	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU T	Année
---	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	---
1956	0,0 4	0,04 8	0,04 7	8,90	11,1	6,75	2,23	2,72	1,38	0,21 8	0,08 5	0,01 7	33,5
1957	0,5 1	3,05	4,06	9,71	16,2	4,71	9,15	5,91	1,42	0,74 2	0,28 8	0,05 0	55,4
1958	0,1 7	0,47 7	2,09	16,1	10,7	5,67	23,2	16,7	3,08	0,46 8	0,18 2	0,07 0	79,0
1959	0,0 5	0,05 4	8,81	15,8	9,00	5,83	2,92	6,75	2,11	0,31 7	0,12 3	0,05 0	51,8
1960	0,0 4	0,04 4	0,04 3	0,44 2	8,10	3,08	0,70 7	0,14 2	0,54 0	0,26 0	0,10 0	0	13,5
1961	0,0 3	0,24 5	0,26 8	0,35 9	1,22	6,41	2,50	2,07	0,46 0	0,24 5	0,09 5	0	13,9
1962	0,0 4	1,98	0,85 9	4,97	2,09	7,97	7,12	14,6	1,62	0,24 8	0,09 7	0,03 5	41,6
1963	0,1 7	0,29 5	0,29 5	2,84	11,2	2,42	1,42	0,82 7	0,54 0	0,39 0	0,14 0	0,03 0	20,6
1964	0,0 2	0,06 8	0,30 5	12,4	14,5	6,50	3,11	2,71	1,14	0,57 0	0,20 0	0,04 0	41,6
1965	0,0 2	0,06 5	0,14 7	4,42	1,65	2,36	6,67	3,24	0,90 0	0,15 8	0,06 2	0	19,7
1966	0,0 5	0,20 3	0,88 9	3,30	2,10	2,35	1,52	1,65	0,55 0	0,13 0	0,05 0	0	12,8
1967	0,0 4	0,06 7	0,61 4	7,64	11,2	8,37	5,58	3,23	1,20	0,60 6	0,21 6	0,04 3	38,8
1968	0,0 6	0,07 0	0,10 2	0,57 9	3,30	0,90 3	1,32	2,56	0,34 0	0,18 7	0,07 3	0	9,50
1969	0,2 1	0,52 3	0,30 4	14,1	2,95	1,94	4,28	3,88	1,12	0,26 1	0,10 2	0,01 7	29,7
1970	0,0 4	0,05 0	0,06 4	0,18 3	3,34	8,80	6,07	5,94	1,05	0,25 8	0,10 0	0,01 2	25,9
1971	0,3 2	2,18	0,27 8	0,49 1	17,8	4,13	3,35	10,0	1,62	0,24 1	0,09 4	0,03 5	40,6
1972	0,1 7	0,32 7	0,15 8	0,65 4	13,1	7,50	34,6	5,48	1,94	0,24 5	0,09 5	0,10 4	65,4
1973	0,0 4	0,18 5	0,16 3	0,42 0	0,26 9	1,90	1,97	2,60	0,17 0	0,18 7	0,07 3	0	7,98
1974	0,0 3	0,06 4	0,23 1	0,68 4	0,71 6	10,7	4,34	1,54	0,68 0	0,21 0	0,09 0	0	19,2
1975	0,1 1	0,16 2	0,07 9	0,36 5	0,56 8	2,31	7,27	3,38	0,46 0	0,26 6	0,10 4	0	15,1
1976	0,1 6	2,06	7,79	10,0	4,88	2,34	0,55 2	2,10	1,42	0,23 8	0,09 2	0,02 5	31,7
1977	0,0 6	0,07 1	0,27 5	0,26 7	0,42 7	3,50	1,44	3,30	0,24 0	0,11 5	0,04 5	0	9,75
1978	0,0 4	0,05 0	0,14 5	0,48 1	0,41 5	0,85 5	2,31	11,2	0,68 0	0,15 8	0,06 2	0	16,4

1979	0,1 0	0,10 4	0,77 5	0,26 1	0,69 7	0,48 8	5,87	1,90	0,28 0	0,16 5	0,05 5	0	10,7
1980	0,0 6	0,12 8	0,30 3	3,53	7,93	8,44	2,88	1,17	1,16	0,26 2	0,09 5	0,01 8	26,0
1981	0,0 7	0,12 6	0,18 3	0,61 5	1,69	4,40	7,13	2,73	0,71 0	0,17 3	0,06 7	0	17,9
1982	0,0 7	0,13 7	0,88 1	4,10	7,29	1,92	2,93	1,67	0,63 0	0,33 0	0,11 5	0,02 5	20,1
1983	0,0 2	0,13 6	1,38	2,63	17,0	21,1	4,45	3,59	1,57	0,82 0	0,30 0	0,06 0	53,0
1984	0,0 1	0,06 8	0,48 0	15,7	10,6	7,34	8,47	4,52	2,10	0,45 5	0,16 5	0,03 0	50,0
1985	0,0 2	0,06 6	0,05 7	0,07 4	0,66 3	0,30 6	2,03	0,57 8	0,12 0	0,08 0	0,00 0	0	4,00
1986	0,0 3	0,15 7	1,13	13,8	11,0	23,8	13,8	12,7	2,83	0,44 0	0,17 0	0,05 4	80,0
1987	0,0 4	0,02 0	0,06 8	0,27 3	2,59	1,36	1,84	0,54 5	0,16 0	0,17 3	0,06 7	0	7,15
1988	0,0 1	0,02 8	0,12 5	1,20	0,79 7	1,54	1,42	1,03	0,14 0	0,15 1	0,05 9	0	6,50
1989	0,0 1	0,04 4	0,27 8	0,25 0	1,50	0,61 1	1,00	0,30 6	0,20 0	0,21 6	0,08 4	0	4,50
1990	0,0 3	0,07 7	1,53	11,8	7,11	5,20	15,0	8,20	2,10	0,32 0	0,12 5	0,05 5	51,6
1991	0,0 2	0,31 6	0,57 4	2,18	1,84	8,79	2,41	12,1	0,45 0	0,25 2	0,09 8	0	29,0
1992	1,7 9	0,63 1	1,08	2,47	16,0	1,48	2,34	2,88	1,21	0,19 8	0,07 2	0,02 0	30,2
1993	0,0 9	0,43 7	0,07 0	0,59 6	1,75	7,41	1,50	1,24	0,52 0	0,34 5	0,13 5	0	14,0
1994	0,2 0	0,23 8	0,13 8	0,09 9	8,07	1,22	4,26	1,07	0,57 0	0,31 0	0,12 0	0	16,3
1995	0,8 7	0,64 9	0,34 0	0,46 3	0,90 3	16,7	9,72	2,62	1,35	0,31 6	0,11 2	0,02 2	34,1
1996	0,2 6	0,38 1	0,23 1	0,31 8	0,70 9	0,85 6	0,73 2	0,31 1	0,38 0	0,17 3	0,06 7	0	4,40
1997/9 8	0,5 6	0,84 3	2,59	11,4	5,77	3,00	2,93	2,76	1,28	0,28 6	0,11 2	0,02 2	31,6

**D'après le tableau ci-dessus on a  $A_0$  (apport moyen annuel) =  $(1150,98/40) = 28,7745 \text{ hm}^3$ .**

**Représentation graphique des apports pendant 40 ans :**



**Figure.III.7. les apports annuels sur oued Djedra.**

### **III.3. Caractéristiques de l'écoulement :**

#### **a.Module de l'écoulement :**

Il est donné par :  $Me = A_0 / T$

$A_0$  : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes  $T = 3.1536.107 \text{ s}$

Soit :  $M_e = ((28.7745 \cdot 10^6 \cdot 10^3) / 3.1536.107 \cdot 23.15) = 912.43033 \text{ l/s}$

### b. Module de l'écoulement relatif :

On a :  $M_0 = M_e / S_{bv}$

$M_e$  : Module de l'écoulement (l/s)

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

Soit :  $M_0 = (912.13033 / 115.63) = 7.891 \text{ (l/s/Km}^2\text{)}$

### c. Lame d'eau écoulée :

$L_e = A_0 / S_{BV}$  Soit :  $L_e = (28.7745 / 115.63) = 248.8498 \text{ mm}$

### d. Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :  $C_e = L_e / P_{moy}$

$L_e$  : Lame d'eau écoulée

$P_{moy}$  : précipitation moyenne annuelle (mm) (644.4025)

Soit

$C_e = (248.8498 / 644.4025) = 0.386$

### e. Coefficient de variation :

C'est le rapport entre l'écart type et la moyenne arithmétique :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$$

➤ L'écart type «  $\sigma_x$  » ; Pour  $n > 30$  ans :  $\left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (X_i - 34.32)^2}{41}} \right]$

➤ la moyenne des apports :  $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=29} X_i}{n}$

$\Rightarrow C_v = (20.006 / 28.073) = 0.71$

## III.4. Irrégularité des apports :

### III.4.1. Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) (il existe d'autres méthodes comme la méthode de Pearson III.....) Qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{28,78 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,71 + 1)}}}{\sqrt{0,71^2 + 1}} = 34,88 \cdot e^{0,48 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel [Mm<sup>3</sup>].

C<sub>v</sub> : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.22.

**Tableau. III.31 : l'Apport fréquentielle.**

Période de retour (an)	5/4	5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	20	10	2	1	0,1
Le variable réduit "u".	-0,841	0,84	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm3)	23,245	35,12388	43,4243	62,89966	71,70548	103,467

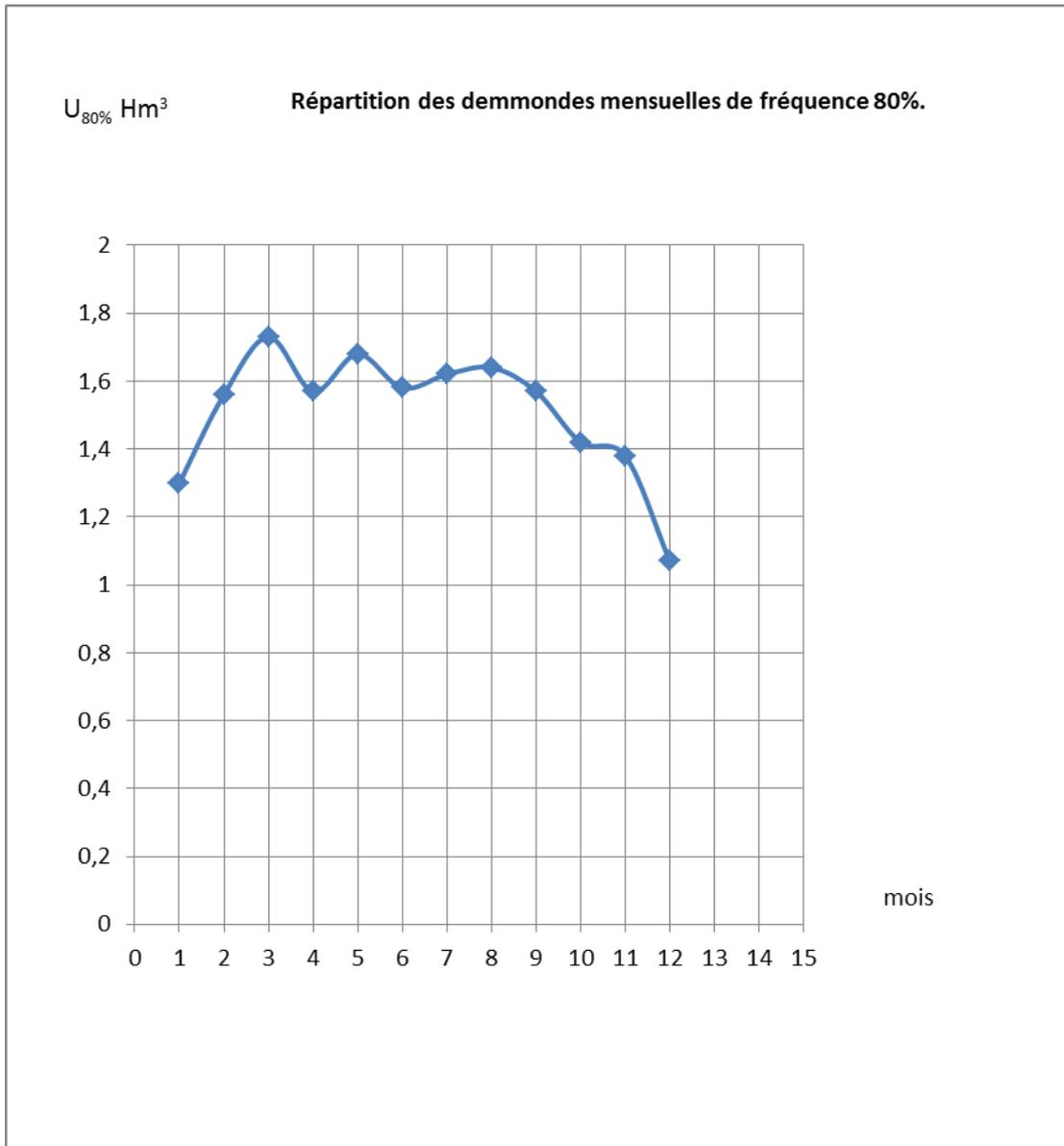
**III.4.2.Répartition des besoins** : La répartition mensuelle des besoins en eau d'Alimentation en eau des agglomérations agricoles et fermes d'élevage ; Arrosage des lopins ; etc. Selon l'ANBT.

**Tableau.III.32. Répartition mensuelle des besoins.**

Mois	Alimentation en eau des agglomérations agricoles et fermes d'élevage	Arrosage des lopins etc.	Au total
1	2	3	5
Novembre	1,04	0,03	1,07
Déc-10j	0,4	0,02	0,42
Déc-10j	0,4	0,02	0,42
Déc-6j	0,2	0,03	0,23
Déc-5j	0,2	0,03	0,23

Jan-5j		0,24						0,02			0,26	
Jan-5j		0,24						0,02			0,26	
Jan-5j		0,24						0,02			0,26	
Jan-5j		0,24						0,02			0,26	
mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
U <sub>800</sub> Hm <sup>3</sup>	1,3	1,56	1,73	1,57	1,68	1,58	1,62	1,64	1,57	1,42	1,38	1,07
Jan-5j		0,24						0,02			0,26	
Jan-5j		0,24						0,02			0,26	
Février-5j		0,26						0,02			0,28	
Février-5j		0,26						0,03			0,29	
Février-5j		0,26						0,03			0,29	
Février-5j		0,26						0,03			0,29	
Février-4j		0,26						0,03			0,29	
Février-4j		0,26						0,03			0,29	
Mars-10j		0,58						0,04			0,62	
Mars-10j		0,58						0,04			0,62	
Mars -11j		0,58						0,04			0,62	
Avril-10j		0,43						0,13			0,56	
Avril-10j		0,43						0,13			0,56	
Avril-10j		0,43						0,13			0,56	
Mai		1,18						0,4			1,58	
Juin		1,11						0,51			1,62	
Juillet		1,06						0,58			1,64	
Août		1,03						0,54			1,57	
Septembre		1						0,42			1,42	
Octobre		1,05						0,33			1,38	
<b>Année</b>		<b>14,7</b>						<b>1,74</b>			<b>18,39</b>	

RESUME DU TABLUE .III.32.



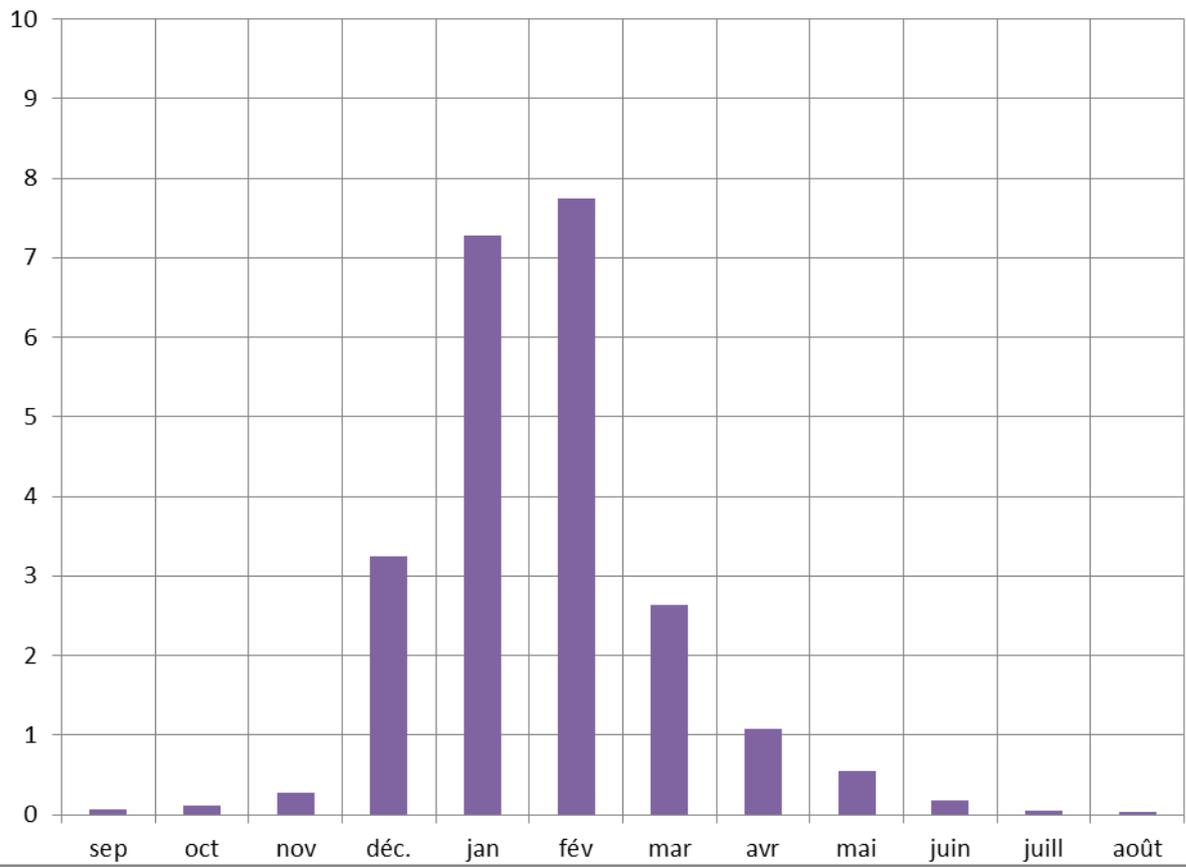
**Figure.III.7.répartition mensuelle des demandes de fréquence 80%.**

**Tableau .33. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.**

Mois	sep	oct	nov	déc.	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
A <sub>80%</sub> (Mm3)	0,06	0,11	0,28	3,25	7,28	7,75	2,63	1,07	0,54	0,18	0,05	0,03

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on à donc :

Apport (Mm3)



moins

**Figure.III.8. Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.**

### III.5. Etude des crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

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

#### III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue :

##### 1. Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a :

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \quad .$$

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m).

$S$  : Superficie du bassin versant (115.63Km<sup>2</sup>).

$L$  : Longueur du talweg principal (5Km).

$K$  : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K$  (1-3)

On prend  $K = 2$ .

$T$  : Période de retour (an).

Le tableau (I.19) nous donne tous les résultats de calcul.

**Tableau .III.34. :** Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
$Q_{\max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	310,201	403,845	479,539	364,637	620,650	779,320

## 2. Formule de POSSENTI:

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max j\%} * S}{L_p}$$

$P_{\max p\%}$  : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (loi de Galton).

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

$\mu$  : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend  $\mu = 750$ .

$L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km) (5).

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant :

**Tableau.III.35.** Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENT)

période de retour	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
$P_{\max j\%}$ (mm)	42.27	30.39	26.58	22.17	18.88	16.96
$Q_{\max p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	703,826	520.335	461.017	384.528	327.464	294.163

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C * I_t * S}{3.6}$$

S : Superficie du bassin versant (115,63Km<sup>2</sup>).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

$I_t$  : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

**Tableau.III.36.**Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule deTERRAZA)

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	0.1
C	0,61	0,59	0.57	0,55	0.53	0.81
$t_c$	4,08	3,57	2,98	2,53	2,28	5,67
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	79,94	67,65	54,56	44,69	38,81	147,51

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.29

**Tableau.III.37. :** Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q <sub>0,1%1000</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>1%100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>2%50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>5%20</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>10%10</sub> (m <sup>3</sup> /s)
<b>Mallet - Gauthier</b>	<b>779,320</b>	<b>620,650</b>	<b>364,637</b>	<b>479,539</b>	<b>403,845</b>
<b>Possenti</b>	<b>703,826</b>	<b>520,335</b>	<b>461,017</b>	<b>384,528</b>	<b>327 ,464</b>
<b>Terraza</b>	<b>147,51</b>	<b>79,94</b>	<b>67,65</b>	<b>54,56</b>	<b>44,69</b>
<b>Moyenne</b>	<b>543,552</b>	<b>406,975</b>	<b>297,768</b>	<b>306,209</b>	<b>149,511</b>

Sur la lumière de ces formules on opte les valeurs moyennes.

**Tableau .III .38.**Débits fréquentielles calculés.

Période de retour.	1000	100	50	20	10
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	<b>543,552</b>	<b>406,975</b>	<b>297,768</b>	<b>306,209</b>	<b>149,511</b>

### III.5.2. Hydrogramme de crue :

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

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'Hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

#### a.Pour le temps de montée :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2.$$

$T_m = T_c$  : Temps de montée.

#### b.Pour la décrue :

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3.$$

Avec :  $T_d = \delta T_m$  (Sokolovski)

$\delta$  : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend  $\delta=2$ .

**Tableau. III .39.** Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue  $\delta$ .

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

Pour notre bassin  $\delta=2,5$ .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour la différente période de retour (1000 ; 100 ; 50 ; 10 ; 5) dans, sont donnés dans le tableau (26)

**Tableau.III.40.**débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue.

#### Phase de la montée :

Temps (h)	Q <sub>max</sub> (0,1%)	Q <sub>max</sub> (1%)	Q <sub>max</sub> (2%)	Q <sub>max</sub> (5%)	Q <sub>max</sub> (10%)
0	0	0	0	0	0
0,2	1,240	0,929	0,679	0,699	0,341
0,4	4,961	3,714	2,718	2,795	1,365
0,6	11,162	8,357	6,115	6,288	3,070
0,8	19,843	14,857	10,871	11,179	5,458
1	31,005	23,215	16,985	17,467	8,528
1,2	44,648	33,429	24,459	25,152	12,281
1,4	60,770	45,501	33,291	34,235	16,716
1,6	79,373	59,429	43,482	44,715	21,833
1,8	100,457	75,215	55,032	56,592	27,632
2	124,021	92,859	67,941	69,867	34,114
2,2	150,065	112,359	82,209	84,539	41,277
2,4	178,590	133,716	97,835	100,608	49,124
2,6	209,595	156,931	114,820	118,075	57,652
2,8	243,081	182,003	133,164	136,939	66,863
3	279,047	208,932	152,867	157,201	76,756
3,2	317,494	237,718	173,929	178,859	87,331
3,4	358,421	268,361	196,350	201,916	98,588
3,6	401,828	300,862	220,129	226,369	110,528
3,8	447,716	335,219	245,267	252,220	123,150
4	496,084	371,434	271,764	279,468	136,454
4,187	543,552	406,975	297,768	306,209	149,511

**Phase de décrue :**

Temps (h)	Q <sub>max</sub> (0,1%)	Q <sub>max</sub> (1%)	Q <sub>max</sub> (2%)	Q <sub>max</sub> (5%)	Q <sub>max</sub> (10%)
0	543,552	406,975	297,768	306,209	149,511
0,2	505,529	378,506	276,938	284,789	139,052
0,4	469,322	351,397	257,103	264,392	129,093

0,6	434,886	325,614	238,239	244,992	119,621
0,8	402,178	301,124	220,321	226,566	110,624
1	371,152	277,893	203,324	209,088	102,090
1,2	341,764	255,890	187,225	192,532	94,007
1,4	313,970	235,079	171,999	176,874	86,361
1,6	287,725	215,429	157,621	162,089	79,143
1,8	262,985	196,906	144,068	148,152	72,337
2	239,706	179,475	131,315	135,038	65,934
2,2	217,842	163,106	119,338	122,721	59,920
2,4	197,350	147,763	108,112	111,177	54,284
2,6	178,186	133,413	97,613	100,381	49,012
2,8	160,304	120,024	87,817	90,307	44,094
3	143,660	107,563	78,700	80,930	39,515
3,2	128,210	95,995	70,236	72,227	35,266
3,4	113,909	85,288	62,402	64,171	31,332
3,6	100,714	75,408	55,173	56,737	27,703
3,8	88,579	66,322	48,525	49,901	24,365
4	77,460	57,997	42,434	43,637	21,306
4,187	67,944	50,872	37,221	38,276	18,689
4,2	67,313	50,399	36,875	37,921	18,515
4,4	58,093	43,496	31,825	32,727	15,979
4,6	49,756	37,254	27,257	28,030	13,686
4,8	42,258	31,640	23,150	23,806	11,624
5	35,553	26,620	19,477	20,029	9,779
5,2	29,598	22,161	16,214	16,674	8,141
5,4	24,348	18,230	13,338	13,716	6,697
5,6	19,759	14,794	10,824	11,131	5,435
5,8	15,786	11,819	8,648	8,893	4,342
6	12,385	9,273	6,785	6,977	3,407
6,2	9,511	7,121	5,210	5,358	2,616
6,4	7,120	5,331	3,901	4,011	1,958
6,6	5,168	3,869	2,831	2,911	1,421
6,8	3,610	2,703	1,977	2,033	0,993

7	2,401	1,798	1,315	1,353	0,660
7,2	1,498	1,121	0,821	0,844	0,412
7,4	0,855	0,640	0,469	0,482	0,235
7,6	0,429	0,321	0,235	0,242	0,118
7,8	0,175	0,131	0,096	0,099	0,048
8	0,048	0,036	0,027	0,027	0,013
8,2	0,005	0,004	0,003	0,003	0,001
8,4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure.14.

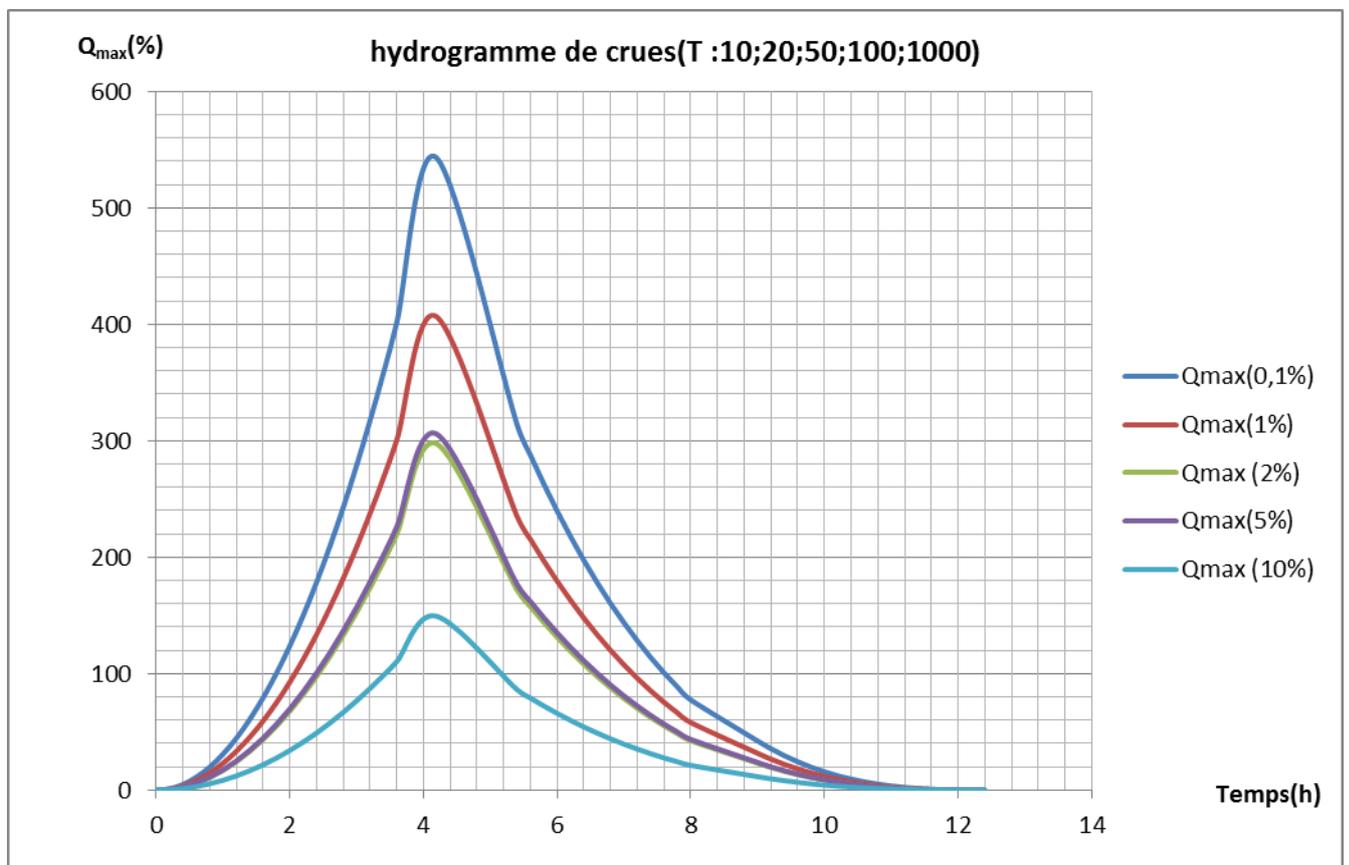


Figure.III.9. Les hydrogrammes des crues.

### III.5.3.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 1000 ans).

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

L'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 cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

◆ Plusieurs comités et écoles ont données 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.41. 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 toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des	Pertes économiques appréciables. Dommages à des	Pertes économiques minimales. Bâtiments

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).	édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	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.42.Crués 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 superficielle, perméabilité...)

➤ On doit calculer l'indice global « Ig » qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

$I_a$  : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

$I_d$  : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

$I_r$  : représente les risques.

➤ **SI** :

1/ Le risque est faible ( $I_g = 1$ ), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ( $I_g = 2$ ), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

**Tableau.43.** Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max(1\%)} + \text{revanche}$	$Q_{\max(1\%)} + \text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max(0.1\%)}$ et $Q_{\max(0.2\%)}$	$Q_{\max(0.1\%)}$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont moyen, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines par apport à l'aval), donc on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue millénaire :

**D'où  $Q_{0,1\%} = 543,552 \text{ m}^3/\text{s}$  (moyenne).**

### III.6. Apport solide et l'estimation de volume mort :

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion .La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie .L'eau trouve la puissance

nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval .L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide. La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide .La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement .En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

### **III.6.1. Formules empiriques :**

#### **a. Formule de TIXERONT :**

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

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

Avec :

$T_s$  : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an).

$L_0$  : la lame écoulée en (mm)(248.8498) .

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha=350$ (faible à moyenne).

Soit :

$$T_s = 800.70(t/Km^2 /an).$$

#### **b. Formule de Fournier :**

$$T_a = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} .$$

Avec :

$T_a$  : Taux d'abrasion en (t/Km<sup>2</sup>an).

$P_m$  : Pluie mensuelle du moins le plus pluvieux =352,4mm ;

$P_A$  : Pluie moyenne annuelle = 639,017mm ;

$h = (H_{max} - H_{min}) = 813[m]$  ;

$H_{max}$  : Altitude maximale = 1313m ;

$H_{min}$  : Altitude minimale = 500m ;

$S$  : Surface du bassin versant = 115,63Km.

**AN:**  $P_m = 352,4mm$  .

$P_A = 639,017mm$ .

$h = 813m$ .

$S = 115,63 Km^2$ .

D'où  $T_a=1724450,514 \text{ t/Km}^2\text{an}$ .

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantations ;
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'oued en amont de la retenue .Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantations en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit de 50 m environ.

### **III.6.2.Calcul du volume mort :**

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

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

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

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s.T.S}{\gamma_s} .$$

AN :

T : Durée de vie du barrage (50ans) ;

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

S : Surface du bassin versant 115,63Km<sup>2</sup>.

$T_s$  : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an).

D'où  $V_m=2893279,406\text{m}^3$  Pour 50 ans d'exploitation.

### **2. Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (\text{m}^3) .$$

$Q_s$  : Le débit solide (t/an)

$\delta_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ ).

$$Q_s = T_s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN :  $Q_s = 92584,941 \text{ t/an.}$

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 3095808,965 \text{ m}^3 \Rightarrow V_m = 3,096 \text{ Mm}^3$$

**Conclusion :**

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à  $3095808,965 \text{ m}^3$  (formule de TIXERONT) Pour 50 ans d'exploitation.

**III.7.Régularisation :**

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ◆ La régularisation saisonnière.
- ◆ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ◆ L'apport ( $A_{80\%}$  en M m<sup>3</sup>).
- ◆ La consommation totale (M m<sup>3</sup>).
- ◆ Les infiltrations et l'évaporation.
- ◆ Les courbes caractéristiques de la retenue (Fig II.5 et II.6).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

**On a le tableau.III.44.** Bilan hydraulique de la retenue Djedra pour l'année réelle.

Années	Apport au site	Régularisation de l'apport : vidange – remplis-sage	Remplis-sage de la retenue à la fin de l'intervalle	Au total	Alimentation en eau des agglomérations	Arrosage des lopins	Au total
1	2	5	6	7	8	9	11
1947-48	19,04	1,01	23,6	20,05	14,7	3,86	18,56
1948-49	35,95	-0,86	24,46	35,09	14,7	3,9	18,6
1949-50	28,56	0,53	23,93	29,09	14,7	3,86	18,56
1950-51	18,38	0,14	23,79	18,52	14,7	3,82	18,52
1951-52	60,58	-1,1	24,89	59,49	14,7	3,91	18,61
1952-53	47,02	-2,08	26,97	44,94	14,7	3,91	18,61
1953-54	53,99	2,16	24,81	56,14	14,7	3,92	18,62
1954-55	22,64	0,13	24,68	22,77	14,7	3,87	18,57
1955-56	58,88	-0,2	24,88	58,69	14,7	3,91	18,61
1956-57	37,02	-2,79	27,66	34,23	14,7	3,9	18,6
1957-58	52,9	2,12	25,54	55,02	14,7	3,92	18,62
1958-59	78,36	0,73	24,81	79,1	14,7	3,91	18,61
1959-60	51,8	0,24	24,56	52,04	14,7	3,92	18,62
1960-61	13,69	4,73	19,84	18,42	14,7	3,72	18,42
1961-62	15,65	1,82	18,02	17,47	14,7	3,51	18,21
1962-63	40,08	-6,82	24,84	33,26	14,7	3,83	18,53
1963-64	20,19	2,55	22,29	22,74	14,7	3,83	18,53
1964-65	41,56	-2,14	24,44	39,42	14,7	3,89	18,59
1965-66	19,86	0,77	23,67	20,63	14,7	3,84	18,54
1966-67	12,65	5,7	17,97	18,35	14,7	3,65	18,35
1967-68	38,84	-6,63	24,6	32,21	14,7	3,87	18,57
1968-69	10,11	8,15	16,45	18,25	14,7	3,55	18,25
1969-70	29,05	-7,51	23,96	21,54	14,7	3,86	18,56
1970-71	28,32	-2,37	26,33	25,96	14,7	3,83	18,53
1971-72	38,54	1,47	24,86	40,01	14,7	3,9	18,6
1972-73	64,11	0,19	24,67	64,3	14,7	3,89	18,59
1973-74	7,85	8,63	16,04	16,47	14,7	3,51	18,21

Suite tableau.44.

1974-75	19,47	-1,25	17,29	18,22	14,7	3,52	18,22
1975-76	17,03	-0,65	17,94	16,38	14,7	3,42	18,12
1976-77	29,58	-5,52	23,46	24,06	14,7	3,87	18,57
1977-78	9,71	7,28	16,18	16,98	14,7	3,52	18,22
1978-79	16,51	0,1	16,09	16,61	14,7	3,4	18,1
1979-80	10,69	5,49	10,6	16,18	14,7	3,22	17,92
1980-81	25,99	-8,52	19,12	17,47	14,7	3,59	18,29
1981-82	17,91	0,38	18,74	18,29	14,7	3,59	18,29
1982-83	20,06	-1,65	20,38	18,41	14,7	3,71	18,41
1983-84	52,98	-4,84	25,22	48,15	14,7	3,89	18,59
1984-85	49,95	0,5	24,72	50,44	14,7	3,91	18,61
1985-86	4,09	12,25	12,47	16,34	14,7	3,38	18,08
1986-87	79,79	-12,24	24,72	67,55	14,7	3,87	18,57
1987-88	7,12	9,42	15,29	16,54	14,7	3,5	18,2
1988-89	6,52	9,49	5,8	16,01	14,7	3,05	17,75
1989-90	4,56	5,64	0,16	10,2	14,7	2,64	17,34
1990-91	51,78	-24,68	24,83	27,11	14,7	3,73	18,43
1991-92	31,12	-0,8	25,64	30,31	14,7	3,85	18,55
1992-93	28,29	1,37	24,27	29,65	14,7	3,88	18,58
1993-94	14,01	4,38	19,89	18,39	14,7	3,69	18,39
1994-95	17,38	0,91	18,98	18,29	14,7	3,59	18,29
1995-96	33,19	-5,87	24,84	27,32	14,7	3,8	18,5
1996-97	5,18	11,17	13,67	16,35	14,7	3,39	18,09
1997-98	30,85	-10,94	24,61	19,91	14,7	3,85	18,55
1947-98	29,99	0	21,13	29,99	14,70*	3,71	18,41

D'après les données de ce tableau (données par Agence Nationale Des Barrages Et De Transfert L'ANBT), on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande ( $29,99 \text{ hm}^3 > 18,41 \text{ hm}^3$ ).

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression : 
$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H$$

La cote minimale relevée est de 500m et la cote maximale de 570m, soit hauteur près de 20 mètres.

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

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

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

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

**Tableau.45.** Caractéristique topographiques et volumétriques.

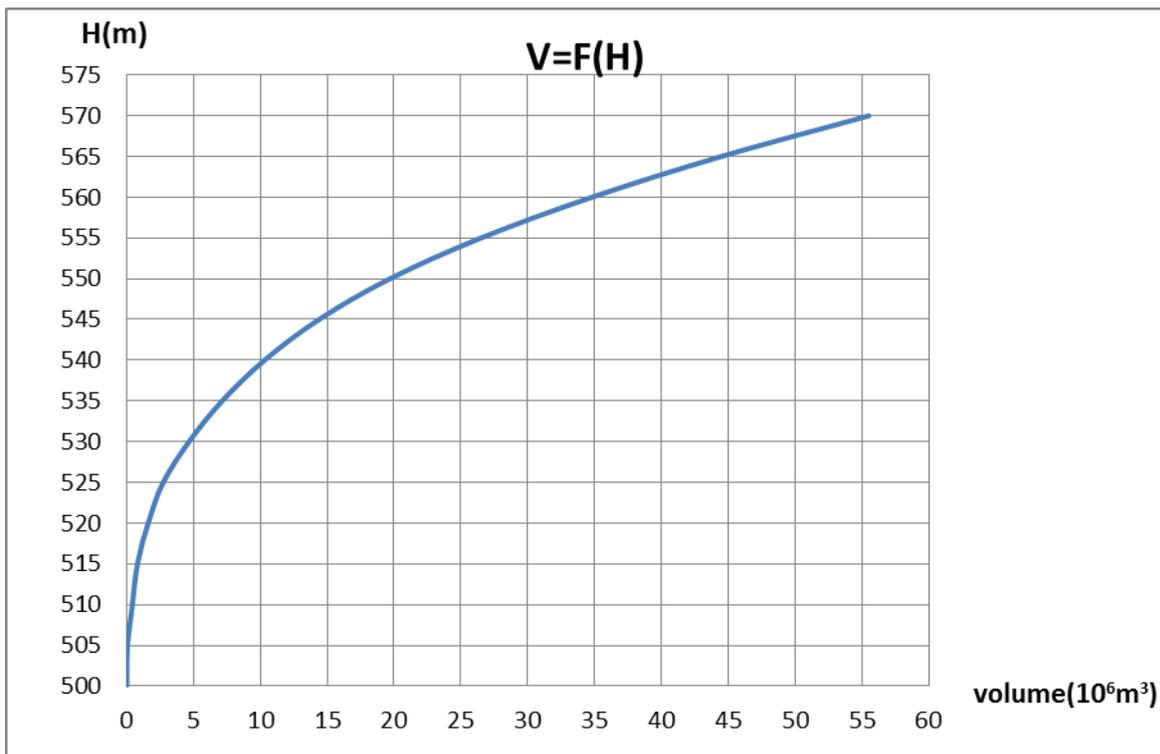
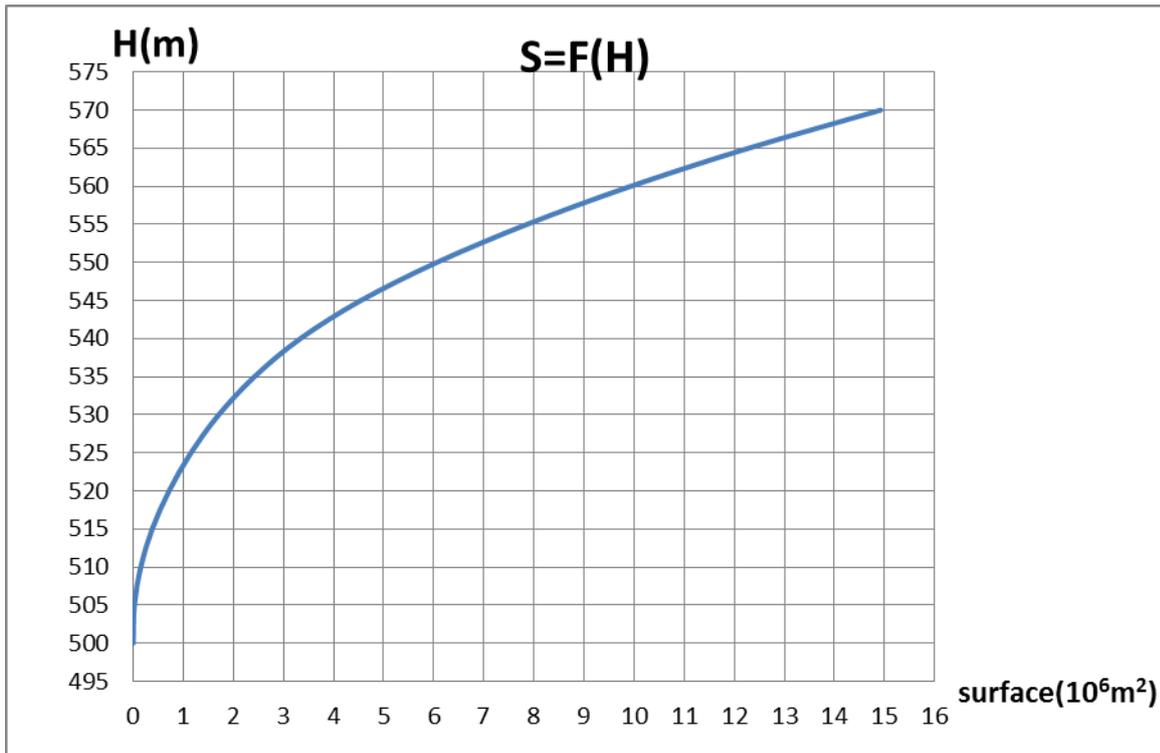
Cotes m	$S \cdot 10^6 \text{ m}^2$	$S_{\text{moy}}$	Hauteur(m)	$V_{\text{part}} \cdot 10^6 \text{ m}^3$	$Vol_{\text{cum}} \cdot 10^6 \text{ m}^3$	$Scum \cdot 10^6 \text{ m}^2$
500	0	0	0	0	0	0
505	0,022	0,011	5	0,055	0,055	0,022
510	0,125					
515	0,230	0,0735	5	0,3675	0,4225	0,147
		0,1775	5	0,8875	1,31	0,377
520	0,338	0,284	5	1,42	2,3075	0,715
		0,387	5	1,935	2,73	1,151
530	0,555				4,665	1,706

		0,4955	5	2,4775		
535	0,714				7,1425	2,42
		0,6345	5	3,1725		
540	0,915				10,315	3,335
		0,8145	5	4,0725		
545	1,207				14,3875	4,542
		1,061	5	5,305		
550	1,518				19,6925	6,06
		1,3625	5	6,8125		
555	1,801				26,505	7,861
		1,6595	5	8,2975		
560	2,069				34,8025	9,93
		1,935	5	9,675		
565	2,355				44,4775	12,285
		2,212	5	11,06		
570	2,639				55,5375	14,924
		2,497	5	12,485		
					68,0225	

**Remarque :**

$$\Delta V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H = 2/3 \cdot 0,325 \cdot 3 = 0,65 \cdot 10^6 \text{m}^3$$

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



**Figure .III.10. Courbes « Hauteurs –(Capacités –Surface) »**

**III.7.1. Calcul du volume utile :**

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

- ❖ L'apport annuel  $A_{80\%}$ .
- ❖ La consommation totale.
- ❖ Le volume mort de la retenue.

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

**a. 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 «  $V_s$  » et «  $V_d$  ».
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'avril.

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

**III.7.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :**

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

Du tableau (III.31) on a :

$$V_s = 14,46 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 9,64 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d \text{ Alors : } \mathbf{V_u = 9,64 \text{ Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{NNR} = V_u + V_m$ .

$$\text{D'où : } \mathbf{V_{NNR} = 9,64 + 3,096 = 12,736 \text{ Mm}^3}$$

**D'après la courbe caractéristique  $V=F(H)$  on a :  $\text{NNR} = 543,10 \text{ m NGA}$ .**

**Tableau .46.** Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en ( $\text{Hm}^3$ ).

Avec :

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigned'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigned'exploitation		
				V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Dec	3,25	1,3	1,95		3,096	***		3,096	***
Jan	7,28	1,56	5,72	5,046	5,046	***	0,226	5,046	4,82
Fev	7,75	1,73	6,02	10,766	10,766	***	5,946	***	4,82
Mar	2,63	1,86	0,77	16,786	12,736	4,05	11,966	***	***
Avr	1,07	1,68	-0,61	13,506	12,736	0,77	12,736	***	***
Mai	0,54	1,58	-1,04	12,126	12,126	***	12,126	***	***
Juin	0,18	1,62	-1,44	11,086	11,086	***	11,086	***	***
Juil	0,05	1,64	-1,59	9,646	9,646	***	9,646	***	***
Août	0,03	1,57	-1,54	8,056	8,056	***	8,056	***	***
Sep	0,06	1,42	-1,36	6,516	6,516	***		***	***
Oct	0,11	1,38	-1,27	5,156	5,156	***	6,516	***	***
Nov	0,28	1,07	-0,79	3,886	3,886	***	5,156	***	***
				3,096	3,096	***	3,886	***	***
						4,82	3,096	3,096	4,82

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

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

S : Volume excédentaire à évacuer

### III.7.3. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

mm) Pertes par évaporation :

$$\text{On a : } V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \cdot$$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyenne } \left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

$V_{rf,i}$  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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}.$$

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

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

$$V_{moy} : \text{volume moyenne } \left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

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

**Tableau .47.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>

**Tableau.48. Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes.**

.

Mois	V <sub>rf,i</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>moy</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>moy</sub> (10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub> (mm)	V <sub>inf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>evp</sub> (Mm <sup>3</sup> )	π (Mm <sup>3</sup> )	W (Mm <sup>3</sup> )	U (Mm <sup>3</sup> )	W-U- π (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigned'exploitation		
											V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )
Oct	3,096	1,548	1,3874	57	0,00774	0,0007908	0,008531	3,25	1,3	1,941469		3,096	
Nov	5,046	7,906	2,6828	42	0,03953	0,0011268	0,040657	7,28	1,56	5,679343	5,03746918		
	10,766										10,7168124		
Dec		11,75	4,0112	44	0,058755	0,0017649	0,060520	7,75	1,73	5,959480	16,67629247		
		12,736										12,736	3,94029247
Jan		12,74	4,3125	52	0,06368	0,0022425	0,065923	2,63	1,86	0,704078	13,4400775		
		12,736										12,736	0,7040775
Fev		12,43	4,1247	75	0,062155	0,0030935	0,065249	1,07	1,68	-0,675249	12,06075147		
		12,126											
Mar		11,61	3,8715	85	0,05803	0,0032908	0,061321	0,54	1,58	-1,101321	10,95943069		
		11,086											
Avr		10,37	3,4862	122	0,05183	0,0042532	0,056083	0,18	1,62	-1,496083	9,46334753		
		9,646											
Mai		8,851	3,0278	160	0,044255	0,0048445	0,049099	0,05	1,64	-1,639099	7,82424805		
		8,056											
Juin		7,286	2,499	209	0,03643	0,0052229	0,041653	0,03	1,57	-1,581653	6,59259514		
		6,516											
Juil		5,836	2,074	191	0,02918	0,0039613	0,033141	0,06	1,42	-1,393141	5,19900511		
		5,156											
Août		4,521	1,6316	138	0,022605	0,0022516	0,024857	0,11	1,38	-1,294857	3,9041485		
		3,886											
Sep		3,491	0,7538	92	0,017455	0,0006935	0,018149	0,28	1,07	-0,808149	3,096		
		3,096										3,096	

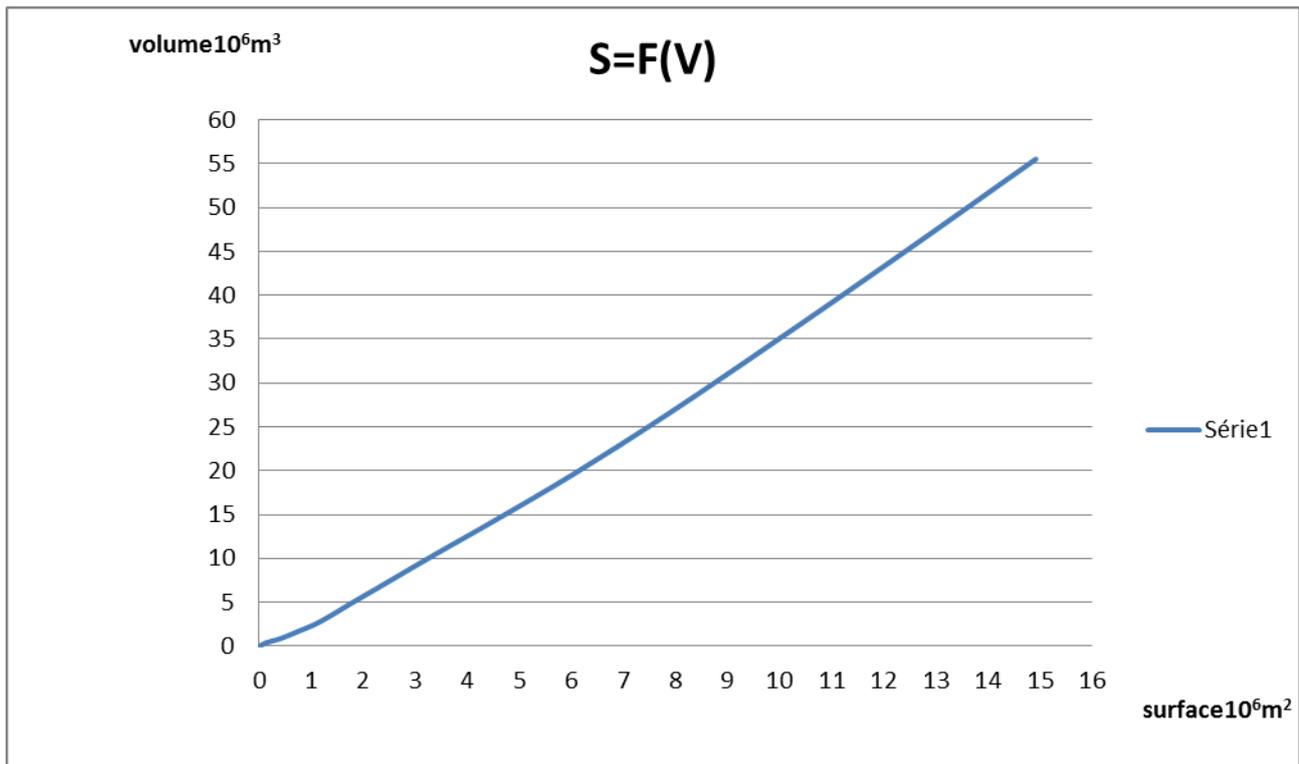


Figure **II.11**. la courbe surface en fonction du volume.

### III.8.Laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Où :

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

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

#### III.8.1) procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons cinq méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat.

#### a.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 exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C * \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right).$$

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  $m^3/s$ .  $Q_{0,1\%} = 543,552 m^3/s$

$q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% * \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right).$$

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 défini, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m * L * \sqrt{2g} * H^{3/2}.$$

Où :

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

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

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir (on fait varier de 3 à 15m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

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

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 50 mètres.

$$q = m * L * \sqrt{2g} * H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha * V_{\text{moy}}^2}{2g} \quad \text{Ou :} \quad \text{➤} \quad H_o : \text{ la charge globale.}$$

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

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 calcule pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

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

**Tableau .49.Données initiales.**

<b>Données initiales</b>	
g	9,81 m <sup>2</sup> /s
α	1
<b>Q<sub>0,1%</sub></b>	<b>543,552m<sup>3</sup>/s</b>
V <sub>crue0,1%</sub>	8193068,006m <sup>3</sup>
m	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci-dessous tableau .49.

**Tableau .50.Resultats des calculs.**

<b>b</b>	<b>H</b>	<b>Débit</b>	<b>Surface</b>	<b>Vitesse</b>	<b>V<sub>forcé</sub></b>
<b>-m-</b>	<b>-m-</b>	<b>-m<sup>3</sup>/s-</b>	<b>-m<sup>2</sup>-</b>	<b>-m/s-</b>	<b>-Mm<sup>3</sup>m<sup>3</sup>-</b>
12	0,4	6,588294337	22,8	0,28896	0,3528
15	0,8	23,29313801	34,5	0,675163	0,466
18	1,2	51,35067237	48,6	1,056598	0,5488
21	1,6	92,23612072	65,1	1,416837	0,6716
24	2	147,3187399	84	1,753795	0,7688
27	2,4	217,8624519	105,3	2,068969	0,8632
30	2,8	305,0422966	129	2,364669	0,9644
33	3,2	409,959229	155,1	2,643193	1,0524
36	3,6	533,6518413	183,6	2,9066	1,1692
39	4	677,10552	214,5	3,156669	1,2592

**Tableau 45 : 1 ère étape de calcul.**

**Les formules de calcul :**

$$q = m * L * \sqrt{2g} * H^{3/2}$$

$$S = L * (H + P)$$

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

<b>H</b>	<b>V<sub>moy</sub></b>	<b>H<sub>0</sub></b>	<b>Débit m<sup>3</sup>/s</b>								
			<b>-m-</b>	<b>-m<sup>3</sup>/s-</b>	<b>-m-</b>	<b>b=4m</b>	<b>b=8m</b>	<b>b=12m</b>	<b>b=16m</b>	<b>b=20m</b>	<b>b=24m</b>
0,4	0,28896	0,4	2,19625	4,39251	6,58876	8,78501	10,98127	13,17752	15,3738	17,57003	19,7663
0,8	0,67516	0,8001	6,2127	12,4254	18,6381	24,8508	31,06351	37,27621	43,4889	49,70162	55,9143
1,2	1,0566	1,2003	11,4149	22,8297	34,2446	45,6594	57,07428	68,48914	79,904	91,31885	102,734
1,6	1,41684	1,6005	17,5763	35,1525	52,7288	70,305	87,88125	105,4575	123,034	140,61	158,186
2	1,75379	2,0007	24,5659	49,1318	73,6977	98,2637	122,8296	147,3955	171,961	196,5273	221,093
2,4	2,06897	2,401	32,2954	64,5908	96,8863	129,182	161,4771	193,7725	226,068	258,3633	290,659
2,8	2,36467	2,8013	40,6998	81,3996	122,099	162,799	203,4991	244,1989	284,899	325,5985	366,298
3,2	2,64319	3,2016	49,7288	99,4576	149,186	198,915	248,6439	298,3727	348,101	397,8302	447,559
3,6	2,9066	3,6019	59,3418	118,684	178,025	237,367	296,7089	356,0507	415,392	474,7343	534,076
4	3,15667	4,0022	69,5053	139,011	208,516	278,021	347,5266	417,0319	486,537	556,0426	625,548

**Tableau 51 : 2<sup>ème</sup> étape de calcul.**

<b>H -m-</b>	<b>V<sub>forcé</sub> Mm<sup>3</sup></b>	<b>q<sub>laminé</sub> -m<sup>3</sup>/s-</b>	<b>Débit m<sup>3</sup>/s</b>								
			<b>b=4m</b>	<b>b=8m</b>	<b>b=12m</b>	<b>b=16m</b>	<b>b=20m</b>	<b>b=24m</b>	<b>b=28m</b>	<b>b=32m</b>	<b>b=36m</b>
0,4	0,3528	496,723	2,19625	4,39251	6,58876	8,78501	10,98127	13,17752	15,3738	17,57003	19,7663
0,8	0,466	481,697	6,2127	12,4254	18,6381	24,8508	31,06351	37,27621	43,4889	49,70162	55,9143
1,2	0,5488	470,707	11,4149	22,8297	34,2446	45,6594	57,07428	68,48914	79,904	91,31885	102,734
1,6	0,6716	454,407	17,5763	35,1525	52,7288	70,305	87,88125	105,4575	123,034	140,61	158,186
2	0,7688	441,505	24,5659	49,1318	73,6977	98,2637	122,8296	147,3955	171,961	196,5273	221,093
2,4	0,8632	428,975	32,2954	64,5908	96,8863	129,182	161,4771	193,7725	226,068	258,3633	290,659
2,8	0,9644	415,542	40,6998	81,3996	122,099	162,799	203,4991	244,1989	284,899	325,5985	366,298
3,2	1,0524	403,861	49,7288	99,4576	149,186	198,915	248,6439	298,3727	348,101	397,8302	447,559
3,6	1,1692	388,358	59,3418	118,684	178,025	237,367	296,7089	356,0507	415,392	474,7343	534,076
4	1,2592	376,411	69,5053	139,011	208,516	278,021	347,5266	417,0319	486,537	556,0426	625,548

**Tableau 52 : 3<sup>ème</sup> étape de calcul.**

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q=f(h)$  comme montre la figure III.16 et III.17

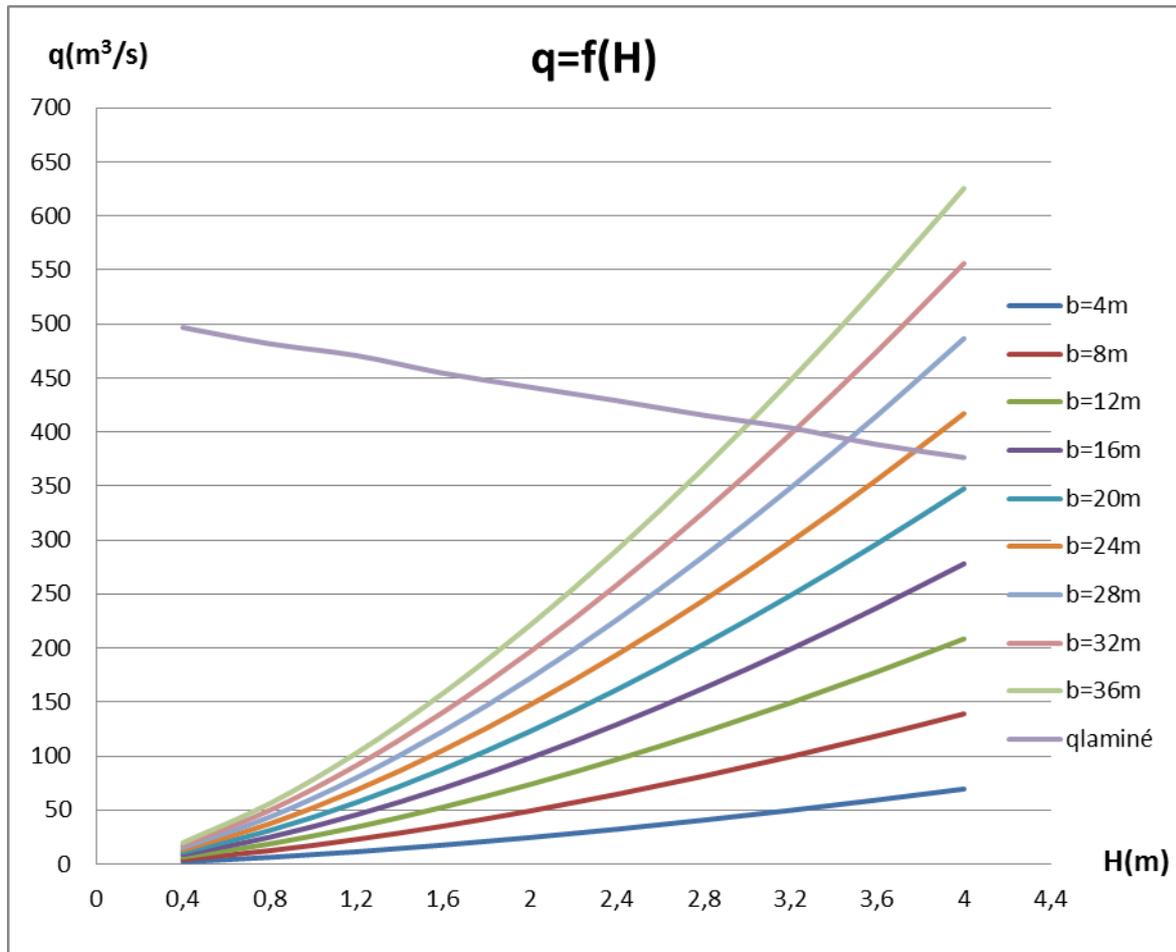
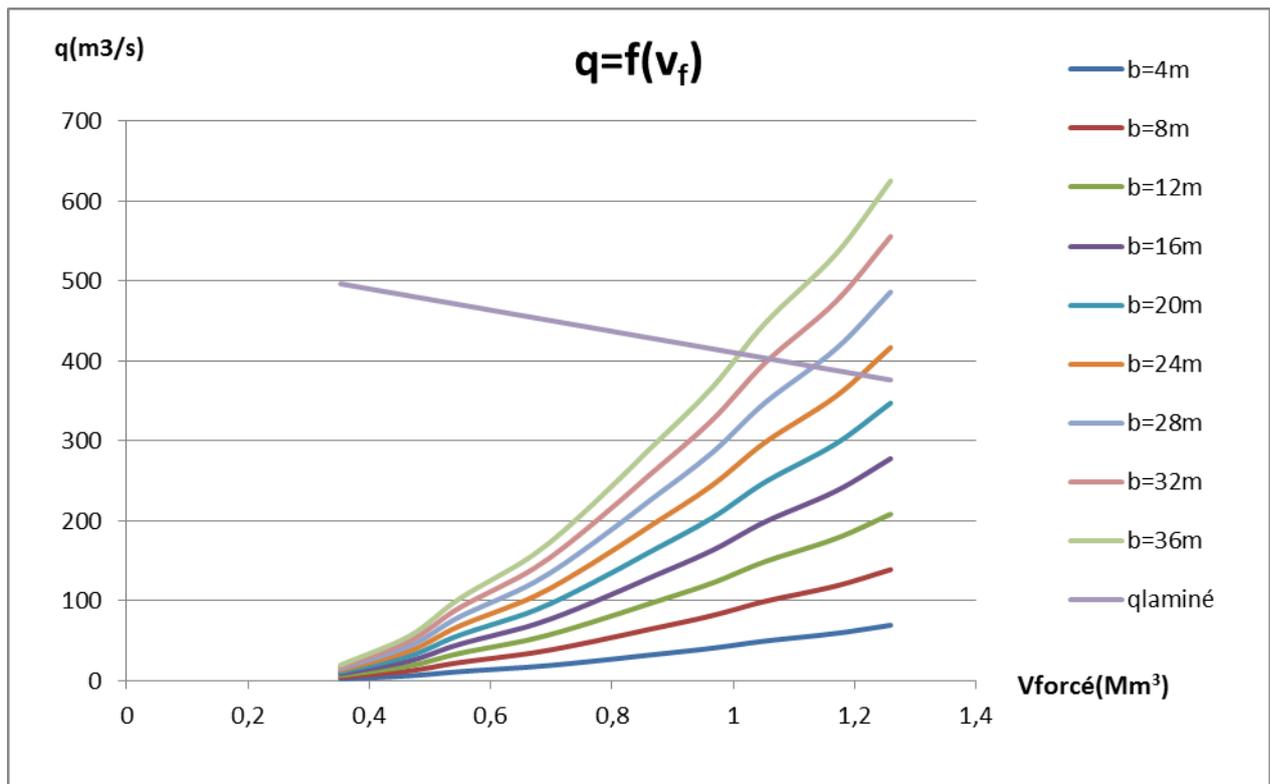


Figure III.12. Courbes  $q=f(H)$ .



**Figure III.13. Courbes  $q=f(V_{forcé})$ .**

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

**Tableau .53. récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.**

<b>b</b> <b>-m-</b>	<b>H</b> <b>-m-</b>	<b>NPHE</b> <b>-m-</b>	<b>q</b> <b>-m<sup>3</sup>/s</b>	<b>V<sub>forcé</sub></b> <b>-Mm<sup>3</sup>-</b>	<b>Coef de laminage</b> <b>-%-</b>
24	3,77	546,87	380,99	0,028483	0,35
28	3,46	546,56	389,55	0,2008965	2,56
32	3,22	546,32	401,52	0,5567586	6,8
36	3,01	546,11	408,36	1,0243448	12,57

### **b. Méthode STEP BY STEP:**

1-Données de base :

- Niveau normal de la retenue (▼NNR).

- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe hauteur- capacité.

2- Principe de la méthode :

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

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue ;

- Volume d'eau entrant pendant le temps  $\Delta t$  :  $V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t$

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

- **Le débit sortant** :  $Q_{sortie} = m * b * \sqrt{2g} * H^{3/2}$

Où :

$m$  : Coefficient de débit ;

$b$  : Largeur de déversoir ;

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

- **Le volume sortant** :  $V_{sort} = Q_{sort} \cdot \Delta t$

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

- **Le volume dans la retenue** :

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

Les tableaux suivants (54) représentent les différents débits laminés pour des largeurs différentes :

Temps -h-	Q -m <sup>3</sup> /s-	Q <sub>moy</sub> -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>ent</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>Tot</sub> -Mm <sup>3</sup> -	Cote -m-	H -m-	q -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>déve</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>rest</sub> -Mm <sup>3</sup> -
--------------	--------------------------	---	--	--	-------------	----------	--------------------------	---	---

0	0	0	0	12,736	543,1	0	0	0	12,736
0,8	19,843	9,9215	0,02857	12,76457	543,4	0,3	8,76122	0,02523	12,73934
1,6	79,373	49,608	0,14287	12,87887	543,87	0,77	35,04882	0,10094	12,77793
2,4	178,59	128,9815	0,37147	13,1494	544,32	1,22	70,35678	0,20263	12,94677
3,2	317,494	248,042	0,71436	13,66113	544,64	1,54	99,52183	0,28662	13,37451
4	496,084	406,789	1,17155	14,54606	546,18	3,08	281,19899	0,80985	13,73621
4,187	543,552	519,818	0,34994	14,08615	546,9	3,8	385,82508	0,25974	13,82641
4,987	402,178	472,865	1,36185	15,18826	546,51	3,41	328,07961	0,94487	14,24339
5,787	287,725	344,9515	0,99346	15,23685	544,8	1,7	115,67095	0,33313	14,90372
6,587	197,35	242,5375	0,69851	15,60223	544,6	1,5	95,94566	0,27632	15,32591
7,387	128,21	162,78	0,46881	15,79471	544,44	1,34	80,38824	0,23152	15,56319
8,187	77,46	102,835	0,29616	15,85936	544,19	1,09	59,29468	0,17077	15,68859
8,987	42,258	59,859	0,17239	15,86098	544,1	1	51,78555	0,14914	15,71184
9,787	19,759	31,0085	0,0893	15,80115	544	0,9	44,43097	0,12796	15,67318
10,587	7,12	13,4395	0,03871	15,71189	543,9	0,8	37,33494	0,10752	15,60437
11,387	1,498	4,309	0,01241	15,61678	543,86	0,76	34,74924	0,10008	15,5167
12,187	0,048	0,773	0,00223	15,51892	543,8	0,7	30,58611	0,08809	15,43084
12,987	0	0,024	0,00007	15,43091	543,77	0,67	28,56575	0,08227	15,34864

Temps -h-	Q -m <sup>3</sup> /s-	Q <sub>moy</sub> -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>vent</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>Tot</sub> -Mm <sup>3</sup> -	Cote -m-	H -m-	q -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>déve</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>rest</sub> -Mm <sup>3</sup> -
0	0	0	0	12,736	543,1	0	0	0	12,736

		9,9215	0,02857	12,76457	543,35	0,25	7,61726	0,02194	12,74264
0,8	19,843	49,608	0,14287	12,87887	543,77	0,67	33,16888	0,09553	12,78334
1,6	79,373	128,9815	0,37147	13,15481	544,27	1,17	77,09687	0,22204	12,93277
2,4	178,59	248,042	0,71436	13,64713	544,64	1,54	116,1088	0,33439	13,31274
3,2	317,494	406,789	1,17155	14,48429	546,1	3	315,98835	0,91005	13,57425
4	496,084	519,818	0,34994	13,92419	546,75	3,65	423,73984	0,28526	13,63893
4,187	543,552	472,865	1,36185	15,00078	546,43	3,33	369,25479	1,06345	13,93732
4,987	402,178	344,9515	0,99346	14,93078	544,76	1,66	129,98935	0,37437	14,55641
5,787	287,725	242,5375	0,69851	15,25492	544,55	1,45	106,12886	0,30565	14,94927
6,587	197,35	162,78	0,46881	15,41808	544,41	1,31	90,644	0,26105	15,15702
7,387	128,21	102,835	0,29616	15,45319	544,12	1,02	62,62305	0,18035	15,27283
8,187	77,46	59,859	0,17239	15,44523	544	0,9	51,55138	0,14847	15,29676
8,987	42,258	31,0085	0,0893	15,38606	543,85	0,75	39,46433	0,11366	15,27241
9,787	19,759	13,4395	0,03871	15,31111	543,8	0,7	35,66021	0,1027	15,20841
10,587	7,12	4,309	0,01241	15,22082	543,76	0,66	32,843	0,09459	15,12623
11,387	1,498	0,773	0,00223	15,12846	543,71	0,61	28,61306	0,08241	15,04605
12,187	0,048	0,024	0,00007	15,04612	543,67	0,57	26,15147	0,07532	14,97081
12,987	0								

Temps -h-	Q -m <sup>3</sup> /s-	Q <sub>moy</sub> -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>ent</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>Tot</sub> -Mm <sup>3</sup> -	Cote -m-	H -m-	q -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>déve</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>rest</sub> -Mm <sup>3</sup> -
0	0	0	0	12,736	543,1	0	0	0	12,736

		9,9215	0,02857	12,76457	543,35	0,25	8,70544	0,02507	12,7395
0,8	19,843	49,608	0,14287	12,87887	543,77	0,67	37,73716	0,10868	12,77019
1,6	79,373	128,9815	0,37147	13,14165	544,26	1,16	86,9854	0,25052	12,89114
2,4	178,59	248,042	0,71436	13,6055	544,63	1,53	131,40523	0,37845	13,22705
3,2	317,494	406,789	1,17155	14,3986	546,06	2,96	352,79799	1,01606	13,38254
4	496,084	519,818	0,34994	13,73249	546,68	3,58	470,40995	0,31668	13,41581
4,187	543,552	472,865	1,36185	14,77766	546,39	3,29	414,42466	1,19354	13,58411
4,987	402,178	344,9515	0,99346	14,57757	544,66	1,56	135,34119	0,38978	14,18779
5,787	287,725	242,5375	0,69851	14,8863	544,54	1,44	120,0378	0,34571	14,54059
6,587	197,35	162,78	0,46881	15,0094	544,39	1,29	101,81585	0,29323	14,71617
7,387	128,21	102,835	0,29616	15,01233	544,1	1	69,47513	0,20009	14,81224
8,187	77,46	59,859	0,17239	14,98464	543,9	0,8	49,33495	0,14208	14,84255
8,987	42,258	31,0085	0,0893	14,93186	543,81	0,71	41,54222	0,11964	14,81222
9,787	19,759	13,4395	0,03871	14,85092	543,79	0,69	39,81204	0,11466	14,73626
10,587	7,12	4,309	0,01241	14,74867	543,75	0,65	36,68952	0,10567	14,64301
11,387	1,498	0,773	0,00223	14,64523	543,71	0,61	32,70064	0,09418	14,55106
12,187	0,048	0,024	0,00007	14,55113	543,57	0,47	22,37833	0,06445	14,48668
12,987	0								

Temps -h-	Q -m <sup>3</sup> /s-	Q <sub>moy</sub> -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>ent</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>Tot</sub> -Mm <sup>3</sup> -	Cote -m-	H -m-	q -m <sup>3</sup> /s-	V <sub>déve</sub> -Mm <sup>3</sup> -	V <sub>rest</sub> -Mm <sup>3</sup> -
0	0	0	0	12,736	543,1	0	0	0	12,736

		9,9215	0,02857	12,76457	543,35	0,25	9,79362	0,02821	12,73637
0,8	19,843	49,608	0,14287	12,87887	543,75	0,65	40,5561	0,1168	12,76207
1,6	79,373	128,9815	0,37147	13,13354	544,16	1,06	85,50177	0,24625	12,88729
2,4	178,59	248,042	0,71436	13,60165	544,54	1,44	135,42401	0,39002	13,21163
3,2	317,494	406,789	1,17155	14,38318	546,04	2,94	392,87538	1,13148	13,2517
4	496,084	519,818	0,34994	13,60164	546,51	3,41	491,9671	0,33119	13,27045
4,187	543,552	472,865	1,36185	14,6323	546,29	3,19	445,13351	1,28198	13,35032
4,987	402,178	344,9515	0,99346	14,34378	544,53	1,43	133,04346	0,38317	13,96061
5,787	287,725	242,5375	0,69851	14,65912	544,51	1,41	130,84529	0,37683	14,28229
6,587	197,35	162,78	0,46881	14,75109	544,35	1,25	109,06283	0,3141	14,43699
7,387	128,21	102,835	0,29616	14,73316	544,06	0,96	73,49023	0,21165	14,52151
8,187	77,46	59,859	0,17239	14,6939	544	0,9	66,28035	0,19089	14,50301
8,987	42,258	31,0085	0,0893	14,59232	543,96	0,86	62,41729	0,17976	14,41255
9,787	19,759	13,4395	0,03871	14,45126	543,75	0,65	40,9514	0,11794	14,33332
10,587	7,12	4,309	0,01241	14,34573	543,73	0,63	39,39552	0,11346	14,23227
11,387	1,498	0,773	0,00223	14,2345	543,7	0,6	36,5395	0,10523	14,12926
12,187	0,048	0,024	0,00007	14,12933	543,55	0,45	23,58595	0,06793	14,0614
12,987	0								

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.45

**Tableau .55. Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.**

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m <sup>3</sup> /s)
24	3,80	<b>546,9</b>	<b>385,82508</b>
28	3,65	<b>546,75</b>	<b>423,73984</b>
32	3,58	<b>546,68</b>	<b>470,40995</b>
36	3,41	<b>546,51</b>	<b>491,96710</b>

**c.Méthode GRAPHIQUE :**

Des graphiques ont été établis après résolution de l'équation différentielle de laminage, la résolution de cette équation a été faite dans les conditions suivantes :

1. Hydrogramme de crue amont de forme donnée dépendant de 2 paramètres (débit de pointe et temps de montée).
2. un seul niveau de déversement avec une loi globale  $Q=K.H^{3/2}$ .
3. Condition initiale  $t=0, Q=0$  et plan d'eau au niveau du radie du déversoir
4. surface de plan d'eau augmente linéairement avec la charge "H".

On a :

$Q_c$  : débit de pointe de l'hydrogramme de crue de l'amont.

$Q_e$  : débit de pointe de l'hydrogramme en aval du barrage.

$T_m$  : temps de montée de l'hydrogramme de crue.

$A$  : surface du plan d'eau où  $H$  est nul (radie de déversoir) [ $A = 32,62$  ha].

$a$  : cote pour laquelle la surface est égale à  $2A$  moins la cote de la surface du plan d'eau  $A$  [ $a = 11,78$  m].

$H_c$  : charge (fictive) correspondrait au passage de  $Q_c$  sur le déversoir.

$H_e$  : charge qui correspond au passage de  $Q_e$  sur le déversoir.

Les abaques 01 et 02 de l'annexe "A" donne le rapport  $\frac{Q_e}{Q_c}$  en fonction d'un coefficient

qui est :

$$x_1 = \frac{A \cdot H_c}{Q_c \cdot T_m} \quad : \text{ Si on se fixe a priori la largeur de déversoir.}$$

$$x_2 = \frac{A \cdot H_e}{Q_c \cdot T_m} \quad : \text{ Si on se fixe a priori la hauteur de déversement.}$$

Les deux quantités précédents sont sans dimension et les paramètres doivent être exprimés dans des unités cohérentes.

L'abaque 01 de l'annexe "A" correspondant à un hydrogramme de forme triangulaire.

L'abaque 02 de l'annexe "A" correspondant à un hydrogramme de forme arrondie

$$\text{d'équation : } \frac{Q}{Q_c} = \frac{t}{T_m} * e^{1 - \frac{t}{T_m}}$$

.Lorsque  $Q_e$  a été calculé, l'utilisation d'une formule de déversoir permet de trouver la valeur de la largeur de déversoir quand on s'est fixé  $H_e$  et inversement la valeur de  $H_e$  quand on s'est fixé la largeur de déversoir.

$$Q_e = m * L * \sqrt{2g} * H^{3/2}$$

Ou :

$m$  : coefficient de débit.

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

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir.

Application Numérique :

Pour notre cas on fixe différente largeur de déversoir et on calcule les caractéristiques de chaque largeur comme la charge déversant et le débit laminé.

**Tableau III.56. récapitulatif des résultats de la méthode graphique**

<b>b</b> <b>-m-</b>	<b>H<sub>c</sub></b> <b>-m-</b>	<b>X<sub>1</sub></b>	<b>H<sub>c</sub>/a</b>	<b>Q<sub>e</sub>/Q<sub>c</sub></b>	<b>Q<sub>e</sub></b> <b>-m<sup>3</sup>/s-</b>	<b>H<sub>e</sub></b> <b>-m-</b>	<b>NPHE</b> <b>-m-</b>
24	4,78	0,19	0,41	0,87	472,890	4,35	547,45
28	4,31	0,17	0,37	0,89	483,761	3,99	547,09
32	3,94	0,16	0,33	0,91	494,632	3,70	546,8
36	3,64	0,14	0,31	0,94	510,939	3,50	546,6

$$\text{On a } q = m * b * \sqrt{2g} * (H_c)^{2/3}$$

$$q = 543,552 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$x_1 = \frac{A \cdot H_c}{Q_c \cdot T_m}$$

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot (H_c)^{2/3}$$

**Remarque :**

On remarque après l'utilisation des différentes méthodes que les résultats obtenus sont proche entre eux sauf une petite différence de la méthode Graphique qui nécessite l'utilisation des abaques, pour l'étude d'optimisation on prendre les valeurs de la méthode **KOTCHERINE** puisque cette méthode prendre en considération la charge dynamique..

**III.8.2. Etude d'optimisation :**

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

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

**III.8.2.1. Calcul du coût approximatif de la digue :**

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

$V_i$  : le volume du barrage à la cote  $i$ .

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$   $\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$ .

$B_i$  : Largeur de base  $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus.

$b$  : Largeur en crête (m).

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$   $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$

$R$  : Revanche en (m).

$t$  : Tassement en (m).

➤ **calcul de la revanche :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

**a- Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0,75 * H_v + \frac{V^2}{2g}$$

Avec : Hauteur des vagues (m)

$$H_v = 0,75 + 0,34 * \sqrt{F} - 0,26 * \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.64)$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 1,85 km].

**A.N :**

$$H_v = 0,75 + 0,34 * \sqrt{1,85} - 0,26 * \sqrt[4]{1,85} = 0,91 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 * H_v = 1,5 + 2 * 0,91 = 3,32 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 * 1,08 + \frac{3,32^2}{2 * 9,81} = 1,37 \text{ m}$$

**b- Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = 0,75 * H_v + \frac{V^2}{2g}$$

Avec :  $H_v = 0,5 + 0,33 * \sqrt{F}$  .

**A.N :**

$$H_v = 0,5 + 0,33 * \sqrt{1,85} = 0,95 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 * H_v = 1,5 + 2 * 0,95 = 3,40 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 * 0,95 + \frac{3,87^2}{2 * 9,81} = 1,30 \text{ m}$$

**c- Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3 * \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 * \sqrt{1,85} = 1,41 \text{ m}$$

**Conclusion :**

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,37 + 1,30 + 1,41}{3} = 1,36 \text{ m}$$

➤ **largeur en crête :**

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

**1- Formule de KNAPPEN :**  $b_{cr} = 1,65 * \sqrt{H_b}$  .

**2- Formule de F-PREECE :**  $b_{cr} = (1,1 * \sqrt{H_b}) + 1$

**3-Formule Anonyme (simplifiée) :**  $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$

**4- Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m] ;

Pour une charge moyenne de 1,5 m on a :

$$H_b = NNR - C_{ft} + h_{dév} + R + t = 543,10 - 498,5 + 1,5 + 1,36 + 0,50 = 47,96 \text{ m}$$

On admet une valeur de  $t = 0,5$  mètre pour le tassement du barrage, le tableau IV.45 nous donne les résultats du calcul.

**Tableau .III.57.récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.**

Formule	$b_{cr}$ -m-
KNAPPEN	11,42
PREECE	8,62
SIPLIFIEE	10,08
PRATIQUE	11,54
<b>Moyenne</b>	<b>10,42</b>

On opte pour une largeur de crête égale à :

$$b_{cr} = 10 \text{ m}$$

### III.8.2.2.Calcul du coût de la digue :

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

**Tableau III.58.Récapitulatif des résultats.**

<b>B-m -</b>	<b>Q<sub>e</sub> -m<sup>3</sup>/s -</b>	<b>H -m -</b>	<b>NPHE</b>	<b>H<sub>b</sub> -m-</b>
24	472,890	3,77	547,45	52,31
28	483,761	3,46	547,09	51,95
32	494,632	3,22	546,8	51,66
36	510,939	3,01	546,6	51,46

**Tableau III.59.**Coût de la digue.

<b>Largeur déversant</b> <b>-m-</b>	<b>Volume de la digue</b> <b>- m<sup>3</sup>-</b>	<b>Coût de la digue</b> <b>- millions de DA -</b>
24	702150,393	526,6127948
28	690249,006	517,6867545
32	680739,6788	510,5547591
36	674222,0224	505,6665168

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2,5 et 2 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 750 DA.

### III.8.2.3. calcul du coût de l'évacuateur de crue :



#### coût du déversoir :

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left( \frac{X}{H} \right)^{1,80}$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S * L$$

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

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze milles dinars Algériens 20 000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau III.60.**Coût de déversoir.

<b>Largeur déversante</b> - m -	<b>H</b> -m-	<b>Surface</b> -m <sup>2</sup> -	<b>Volume du béton</b> - m <sup>3</sup> -	<b>Coût du déversoir</b> - millions de DA -
24	3,77	5,75	138	2,76
28	3,46	5,375	150,5	3,01
32	3,22	5,330	170,56	3,4112
36	3,01	5,000	180	3,60

➤ **Coût de canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1,5 m.

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

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 40m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à (0,4m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par  $V = S.e = L.H_{ca}.e$

**Tableau.III.61.coût du canal d'approche.**

Largeur déversant (m).	Hca-m-	e-m-	Surface-m <sup>2</sup> -	Volume du béton (m <sup>3</sup> ).	Coût du canal d'approche (millions de DA).
24	3,77	0,4	214,8	85,92	1,7184
28	3,46	0,4	202,4	80,96	1,6192
32	3,22	0,4	192,8	77,12	1,5424
36	3,01	0,4	184,4	73,76	1,4752



**Calcul du coût du**

**coursier :**

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

La longueur approximative du coursier est 100 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

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

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise 0,4 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA..

La largeur du coursier est donnée par :

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

Le Tableau (III.58) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

**Tableau .III.62.coût de coursier.**

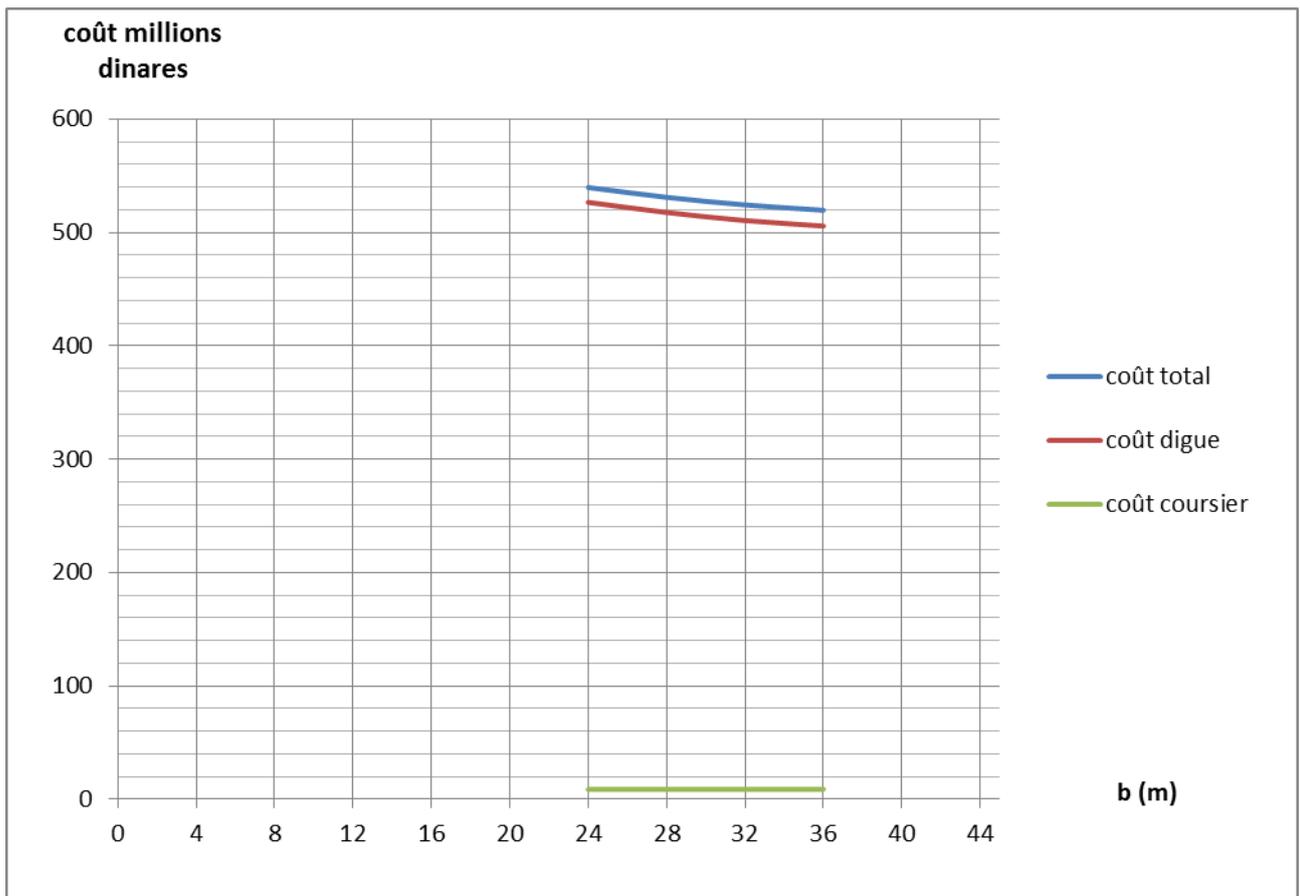
largeur déversant (m)	Débit déversant m <sup>3</sup> /s	Largeur de coursier-m-	Surface de béton-m <sup>2</sup> -	volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût de coursier (millions de DA)
24	380,99	10,77371	4,309485	430,9485	8,618970
28	389,55	10,86989	4,347957	434,7957	8,695914
32	401,52	11,00228	4,400913	440,0913	8,801827
36	408,36	11,07687	4,430750	443,0750	8,861500

### III.8.2.4. Calcul du coût total du barrage :

Le coût total est donné ci-dessous.

**Tableau III.63.Récapitulatif des prix totaux.**

				coût total du barrage (million de DA)				
b (m)	$q_{max}(m^3/s)$	$h_{der}(m)$	cote en crête (m)	digue	déversoir	canal d'approche	coursier	global
24	380,99	3,77	548,23	526,6127948	2,76	1,7184	8,618970965	539,71027
28	389,55	3,46	547,92	517,6867545	3,01	1,6192	8,695914689	531,01197
32	401,52	3,22	547,68	510,5547591	3,4112	1,5424	8,801827645	524,31029
36	408,36	3,01	547,47	505,6665168	3,60	1,4752	8,861500474	519,60332



**Figure III.18.courbe d'optimisation.**

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure III.18, la largeur déversante donnant le coût minimum est **36 mètre**.

Donc le niveau de crête est **546,11 m NGA**

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

**Tableau III.64.les caractéristiques du barrage.**

Définition	Unité	Valeur
VOLUME MORT	Mm3	3,096
<b>VOLUME UTILE</b>	<b>Mm3</b>	<b>9.64</b>
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm3	12,736
COTE DE FOND (▼FOND)	m	498,5
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	543,10
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	546,11
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	547,47
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	36
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	m	3,01
LE DEBIT EVACUER	m <sup>3</sup> /s	408,36

### III.8.3.Laminage pour un déversoir de largeur b=36m.

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversante en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracée.

**Tableau III.65. Volumes et débit déversant.**

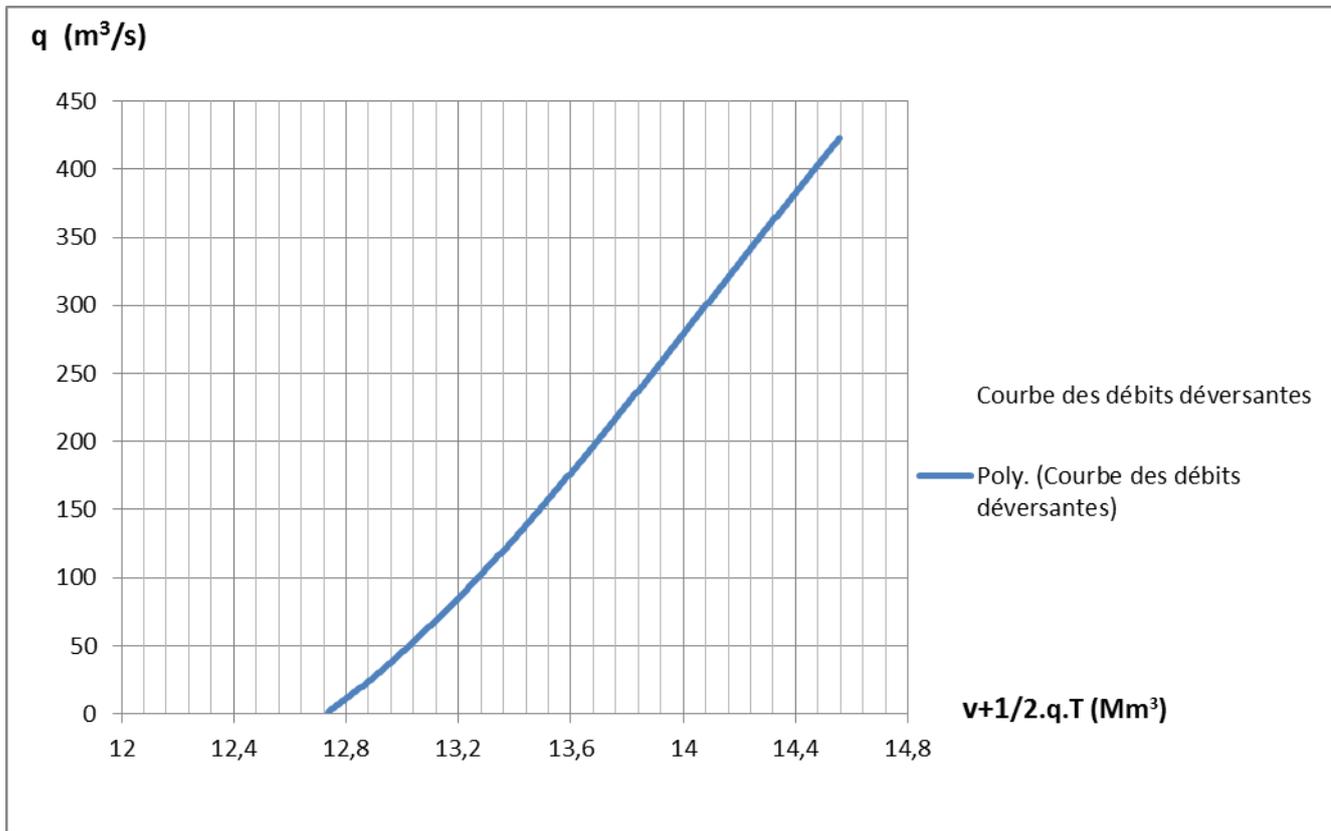
Cote -m-	H <sub>d</sub> - m-	q -m <sup>3</sup> /s-	1/2.q.Δt -Mm <sup>3</sup> -	V -Mm <sup>3</sup> -	V+1/2.q.Δt --Mm <sup>3</sup> -
543,1	0	0	0	12,736	12,736
543,4	0,3	12,695639	0,018282	0,037063	12,791345
543,7	0,6	35,90869	0,051709	0,103917	12,891626
544	0,9	65,968477	0,094995	0,190489	13,021484
544,3	1,2	101,56511	0,146254	0,293008	13,175261
544,6	1,5	141,94156	0,204396	0,409292	13,349688
544,9	1,8	186,58703	0,268685	0,537871	13,542556
545,2	2,1	235,12653	0,338582	0,677664	13,752247
545,5	2,4	287,26952	0,413668	0,827836	13,977504
545,8	2,7	342,78226	0,493606	0,987713	14,217319
546,11	3,1	421,71129	0,607264	1,215029	14,558293

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_d^{3/2}$$

**Δt =0,8 heure**

Pour chaque H<sub>d</sub> on lit sur la courbe V=F(H) le volume V correspondant

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir Figure (III.19).



**Figure III.14. Courbe des débits déversantes.**

**Tableau III.66. Le laminage.**

Temps	Q	Qmoy	Qm-q	$(Qm-q)\Delta t$	$V+1/2.q.\Delta t$	q
0	0	0,62	0,62	446,4	12736000	0
0,2	1,24	3,1005	2,823927	2033,22728	12736446,4	0,276573
0,4	4,961	8,0615	7,490205	5392,94785	12738479,6	0,571295
0,6	11,162	15,5025	14,1460519	10185,1573	12743872,6	1,356448
0,8	19,843	25,424	22,5711676	16251,2407	12754057,7	2,852832
1	31,005	37,8265	32,5496959	23435,7811	12770309	5,276804
1,2	44,648	52,709	43,8588465	31578,3695	12793744,8	8,850154
1,4	60,77	70,0715	56,2638299	40509,9575	12825323,1	13,807670
1,6	79,373	89,915	69,5137486	50049,899	12865833,1	20,401251
1,8	100,457	112,239	83,3400576	60004,8414	12915883	28,898942
2	124,021	137,043	97,4652134	70174,9536	12975887,8	39,577787
2,2	150,065	164,3275	111,616452	80363,8456	13046062,8	52,711048
2,4	178,59	194,0925	125,541523	90389,8962	13126426,6	68,550977
2,6	209,595	226,338	139,028875	100100,79	13216816,5	87,309125
2,8	243,081	261,064	151,926434	109387,032	13316917,3	109,137566
3	279,047	298,2705	164,156371	118192,587	13426304,3	134,114129
3,2	317,494	337,9575	175,723578	126520,976	13544496,9	162,233922
3,4	358,421	380,1245	186,716581	134435,939	13671017,9	193,407919
3,6	401,828	424,772	197,304592	142059,306	13805453,8	227,467408
3,8	447,716	471,9	207,72804	149564,189	13947513,1	264,17196
4	496,084	519,818	216,601438	145816,088	14097077,3	303,216562
4,187	543,552	506,437	165,155277	118911,8	14242893,4	341,281723
4,387	469,322	452,104	80,0559331	57640,2719	14361805,2	372,048067
4,587	434,886	418,532	31,728693	22844,659	14419445,5	386,803307
4,787	402,178					

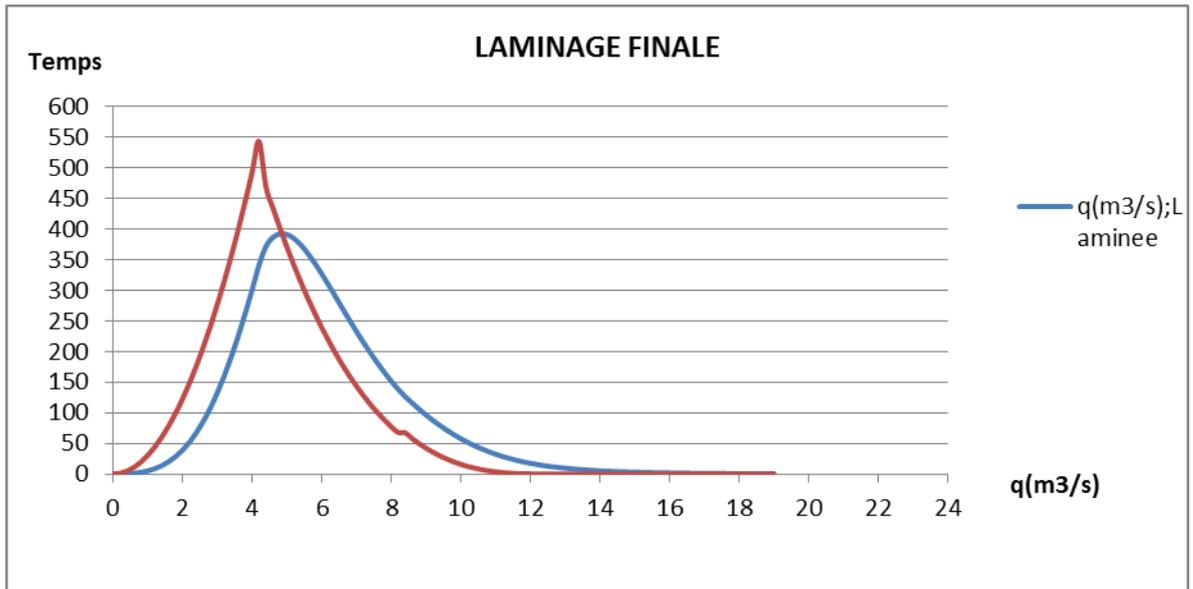
		386,665	-	-	14442290,2	392,614973
4,987	371,152		5,94997281	4283,98042		
		356,458	-	-	14438006,2	391,526829
5,187	341,764		35,0688286	25249,5566		
		327,867	-	-41205,995	14412756,6	385,097549
5,387	313,97		57,2305486			
		300,8475	-	-	14371550,6	374,551296
5,587	287,725		73,7037955	53066,7328		
		275,355	-	-	14318483,9	360,883363
5,787	262,985		85,5283627	61580,4212		
		251,3455	-93,578886	-	14256903,5	344,924386
5,987	239,706			67376,7979		
		228,774	-	-	14189526,7	327,375647
6,187	217,842		98,6016468	70993,1857		
		207,596	-	-	14118533,5	308,827345
6,387	197,35		101,231345	72886,5686		
		187,768	-	-	14045646,9	289,769493
6,587	178,186		102,001493	73441,0748		
		169,245	-	-	13972205,8	270,600617
6,787	160,304		101,355617	72976,0444		
		151,982	-	-	13899229,8	251,636258
6,987	143,66		99,6542581	71751,0658		
		135,935	-	-	13827478,7	233,118765
7,187	128,21		97,1837649	69972,3107		
		121,0595	-	-	13757506,4	215,22793
7,387	113,909		94,1684303	67801,2698		
		107,3115	-	-	13689705,2	198,091304
7,587	100,714		90,7798037	65361,4587		
		94,6465	-	-	13624343,7	181,794101
7,787	88,579		87,1476011	62746,2728		
		83,0195	-	-	13561597,4	166,387881
7,987	77,46		83,3683808	60025,2342		
		72,702	-	-	13501572,2	151,898004
8,187	67,944		79,1960041	57021,1229		
		67,6285	-	-	13444551,1	138,38341
8,387	67,313		70,7549104	50943,5355		
		62,703	-	-	13393607,5	126,534841
8,587	58,093		63,8318408	45958,9254		
		53,9245	-	-	13347648,6	116,042697
8,787	49,756		62,1181967	44725,1016		
		46,007	-	-	13302923,5	106,023822
8,987	42,258		60,0168224	43212,1121		
		38,9055	-	-	13259711,4	96,5340992
9,187	35,553		57,6285992	41492,5914		
		32,5755	-	-	13218218,8	87,6075224
9,387	29,598		55,0320224	39623,0562		
		26,973	-	-	13178595,7	79,2612299
9,587	24,348		52,2882299	37647,5255		
		22,0535	-	-	13140948,2	71,4995259
9,787	19,759		49,4460259	35601,1387		

		17,7725	-	-	13105347,1	64,3169319
9,987	15,786	46,5444319	33511,9909	-	13071835,1	57,700667
10,187	12,385	14,0855	-43,615167	31402,9203	13040432,2	51,632592
10,387	9,511	10,948	-	29292,9066	13011139,3	46,090721
10,587	7,12	8,3155	-	27198,1594	12983941,1	41,050383
10,787	5,168	6,144	-	25132,5959	12958808,5	36,485173
10,987	3,61	4,389	-	23109,2447	12935699,3	32,367539
11,187	2,401	3,0055	-	21140,6678	12914558,6	28,669201
11,387	1,498	1,9495	-	19238,1846	12895320,4	25,361631
11,587	0,855	1,1765	-	17413,2947	12877907,1	22,416198
11,787	0,429	0,642	-	15677,4225	12862229,7	19,804288
11,987	0,175	0,302	-	14041,6474	12848188	17,497416
12,187	0,048	0,1115	-	12517,8597	12835670,2	15,467083
12,387	0,005	0,0265	-	11117,2199	12824553	13,684841
12,587	0	0,0025	-	9851,28533	12814701,7	12,122132
12,787	0	0	-	8727,93525	12805973,7	10,750744
12,987	0	0	-	7740,53538	12798233,2	9,544888
13,187	0	0	-	6872,31944	12791360,9	8,482519
13,387	0	0	-	6107,41384	12785253,5	7,544927
13,587	0	0	-	5432,34765	12779821,1	6,716160
13,787	0	0	-	4835,63509	12774985,5	5,982556
13,987	0	0	-	-4307,4403	12770678	5,332370
14,187	0	0	-	3839,30632	12766838,7	4,755465
14,387	0	0	-	3423,93472	12763414,8	4,243063
14,587	0	0	-	3055,00531	12760359,8	3,787539
14,787	0	0	-	-2727,0278		

		0	-	-	12757632,8	3,382249
14,987	0	0	3,38224864	2435,21902	12755197,6	3,021390
15,187	0	0	3,02139011	2175,40088	12753022,2	2,699882
15,387	0	0	2,69988184	1943,91492	12751078,2	2,413265
15,587	0	0	2,41326488	1737,55072	12749340,7	2,157618
15,787	0	0	2,15761843	1553,48527	12747787,2	1,929489
15,987	0	0	1,92948855	1389,23175	12746398	1,725828
16,187	0	0	1,72582756	1242,59584	12745155,4	1,543942
16,387	0	0	-1,5439422	1111,63838	12744043,7	1,381449
16,587	0	0	1,38144912	994,643366	12743049,1	1,236237
16,787	0	0	1,23623666	890,090394	12742159	1,106432
16,987	0	0	1,10643175	-796,63086	12741362,4	0,990371
17,187	0	0	0,99037129	713,067331	12740649,3	0,886577
17,387	0	0	0,88657726	638,335631	12740011	0,793735
17,587	0	0	0,79373505	571,489232	12739439,5	0,710674
17,787	0	0	0,71067448	511,685624	12738927,8	0,636353
17,987	0	0	-0,6363533	458,174378	12738469,6	0,569843
18,187	0	0	0,56984261	410,286682	12738059,3	0,510314
18,387	0	0	0,51031408	367,426139	12737691,9	0,457029
18,587	0	0	0,45702871	329,060668	12737362,8	0,409327
18,787	0	0	0,40932689	294,715359	12737068,1	0,366620
18,987	0	0	0,36661967	263,966161	12736804,2	0,328381
19,187	0	0	0,32838098	236,434305		

On va remplir le tableau comme suit : à partir de  $q=0$  (NNR) on calcule  $(Q_m - q) \Delta t$  ( $m^3$ ) et après on calcule  $V + 1/2 \cdot q \cdot \Delta t$  ( $m^3$ ) c'est à dire. **V**.

Connaissant **V**, on tire de graphe  $q = (V + 1/2 \cdot q \cdot \Delta t)$  les débits déversantes correspondants  $q_1$   $q_2$   $q_3$  et ainsi de suite jusqu'à la dernière case.



**Figure.III.15.**laminage finale pour b=36m .

**Généralité :**

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

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

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

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

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

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

En plus de la topographie la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

Le choix de l'axe du barrage Djedra est dicté par les contraintes topographiques, on recherche habituellement des sites présentant des triplets intéressants suivants :

Surface de bouchures /volume de cuvette /déplacement de population ou d'infrastructures.

#### **IV.2. Le choix du type de barrage :**

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- **La topographie du site:**

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

➤ **La morphologie de la vallée :**

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

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

➤ **Les matériaux de construction :**

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

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

### **IV.3. Les variantes à choisir :**

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site et les zones d'emprunt permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux (barrage en terre) Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

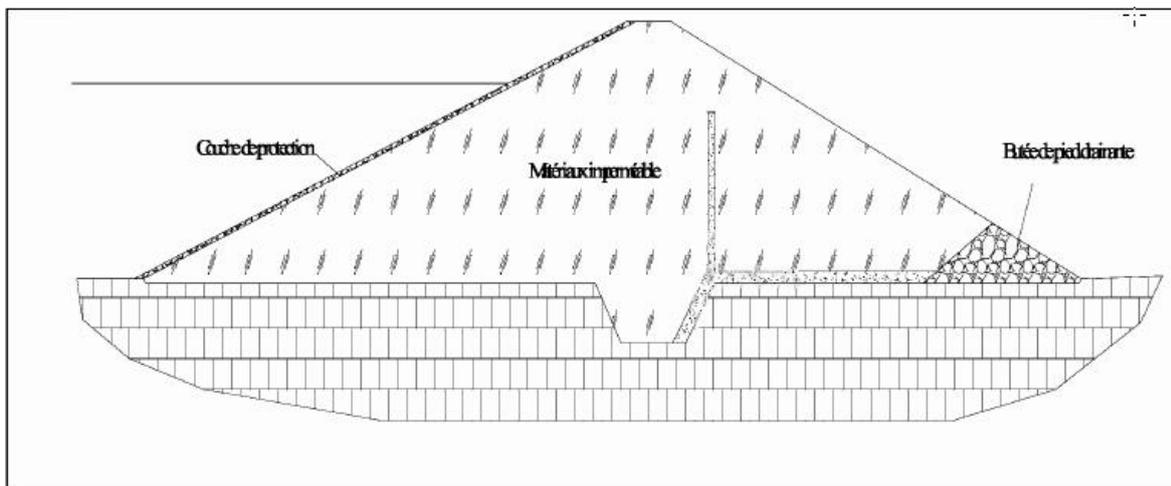
- barrage homogène en argile.
- barrage zoné à noyau étanche.
- barrage en enrochement.

❖ **Barrage en terre homogène (argile) :**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une

zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).



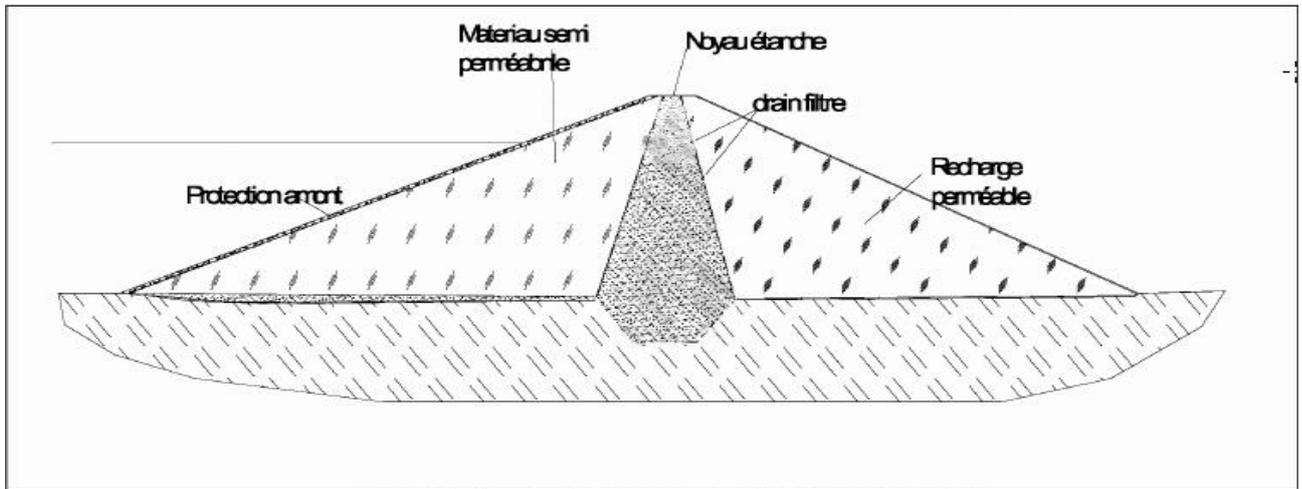
**Figure IV.1 : Digue homogène.**

❖ **Barrage zoné (noyau centrale) :**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.



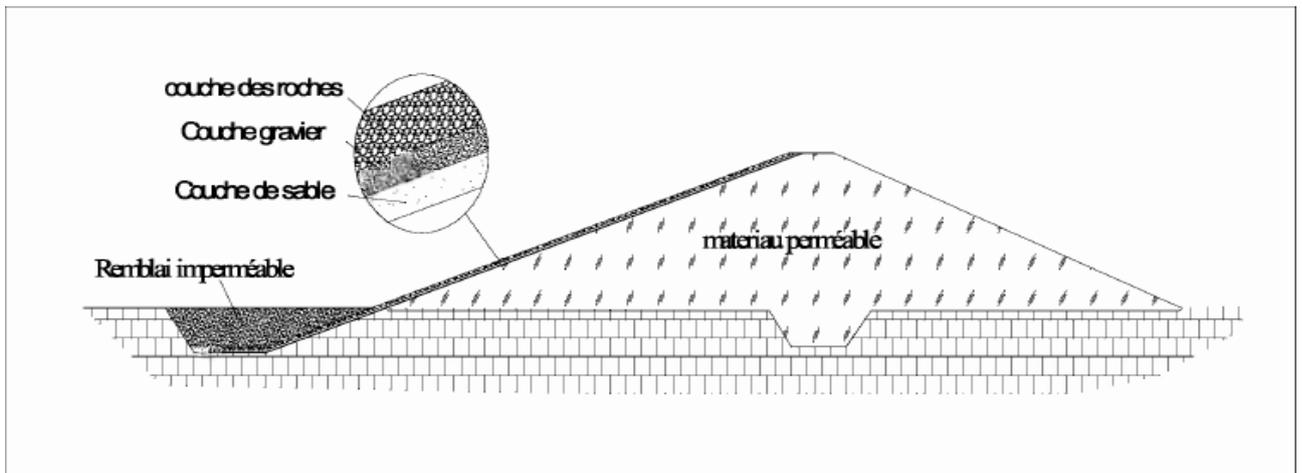
**Figure IV.2 : Digue à zone et à noyau central.**

❖ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en oeuvre,....

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

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



**Figure IV.3 : Digue à masque amont.**

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

##### IV.4.1. Hauteur de barrage :

###### IV.4.1.1. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

###### a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} .$$

Avec :  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$  .

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fêch et doit inférieure à 18 kilomètre.

A.N :

$$H_v = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1,85} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1,85} = 0,91 \text{ m}$$

D'où :  $V = 1,5 + 2 \cdot H_v = 1,5 + 2 \cdot 0,91 = 3,32 \text{ m/s}$

$$\text{Donc : } R = 0,75 \cdot 1,08 + \frac{3,32^2}{2 \cdot 9,81} = 1,37 \text{ m}$$

###### b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H_v + \frac{v^2}{2g} .$$

Avec :  $H_v = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$  .

A.N :  $H_v = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1,85} = 0,95 \text{ m}$

$V = 1,5 + 2 \cdot H_v = 1,5 + 2 \cdot 0,95 = 3,40 \text{ m/s}$

$$\text{Donc : } R = 0,75 \cdot 0,95 + \frac{3,40^2}{2 \cdot 9,81} = 1,30 \text{ m}$$

###### c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,85} = 1,41 \text{ m}$$

**Conclusion :**

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,37 + 1,30 + 1,41}{3} = 1,36 \text{ m}$$

#### IV.4.2. Largeur en crête :

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

##### 1- Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$$

##### 2- Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

##### 3-Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

##### 4- Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,5 m on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t = 543,10 - 498,5 + 1,5 + 1,36 + 0,50 = 47,96 \text{ m}$$

On admet une valeur de  $t = 0,5$  mètre pour le tassement du barrage, le tableau IV.45 nous donne les résultats du calcul.

**Tableau. IV.1.récapitulatif des résultats de calcul du largeur en crête**

<b>Formule</b>	<b>b<sub>cr</sub> -m-</b>
KNAPPEN	11,42
PREECE	8,62
SIPLIFIEE	10,08
PRATIQUE	11,54
<b>Moyenne</b>	<b>10,42</b>

On opte pour une largeur de crête égale à : **b<sub>cr</sub> = 10 m**

#### **IV.4.3. La longueur en crête :**

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

$$\mathbf{L = 267,35m.}$$

#### **IV.4.4.pentes des talus :**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

**Tableau IV.02. Valeurs indicatives des pentes des talus.**

<b>Hauteur du barrage</b>	<b>Type du barrage</b>	<b>Fruit des talus</b>
---------------------------	------------------------	------------------------

(m)		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
		3	3
	- A zones		

#### IV.4.5. Les bermes :

##### A) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 4m.

##### B) Talus aval :

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a trois bermes au talus aval :

- 1<sup>er</sup> berme est disposée à la cote 520 m NGA avec une largeur de 3m.
- 2<sup>eme</sup> berme est disposée à la cote 542 m NGA avec une largeur de 3m.

#### IV.5. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage (Action d'éliminer de l'eau en excès dans le sol) des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne

le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1) le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 5 à 10cm.

2) le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2$$

Où :

$e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $G_s$  ( $t/m^3$ ) du matériau d'enrochement.

La valeur de  $C$  est donnée par le tableau suivant IV.3.

**Tableau .IV.3.Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.**

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$G_s = 2,50 \text{ t/m}^3$	$G_s = 2,65 \text{ t/m}^3$	$G_s = 2,80 \text{ t/m}^3$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

On prend  $C=0,025$ .  $V=3,32\text{m/s}$

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que

$$P \geq 0,52 e^2 G_s \text{ (t)}$$

$e = CV^2 = 0,025 \times (3,32)^2 = 0,28\text{cm}$  on prend  $e=0,35\text{cm}$ .

#### IV.5.1.Etanchéité du barrage :

##### A) Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

➤ **Dimensionnement du noyau :**

**1) Largeur en crête**

Elle est estimée à :

$$L_n = \left( \frac{1}{17} \text{ à } \frac{1}{3} \right) H_b \quad L_n = 4,46 \text{ m.}$$

**2) Hauteur du noyau :**

Nous avons fixé la hauteur suivant la crête du barrage

$H_N = 546,47 \text{ m NGA}$  (1,00 m au-dessous de la crête de barrage)

**3) Largeur à la base du noyau :**  $\frac{H_1 - H_2}{B_n} < j_{adm}$

$H_2$  : hauteur d'eau à l'aval ( $H_2 = 0$ ).

$H_1$  : hauteur d'eau à l'amont ( $H_1 = 44,6 \text{ m}$ ).

$j_{adm}$  : Gradient admissible donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.4 .Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage**

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,50	1,80	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

On  $j_{adm} = 1,80$

Donc :

$$\frac{H_1 - H_2}{B_n} = \frac{44,6 - 0}{B_n} \leq j_{adm}$$

$$B_n \geq \frac{H_1}{j_{adm}} = 24,78$$

Largeur moyenne  $B_n = 25$  m

D'où les pentes des talus du noyau :  $B_n = L_n + 2 m H_n$  où  $H_n$  : hauteur du noyau  
 $m$  : fruit du noyau

$$\Rightarrow m = \frac{B_n - L_n}{2H_n}$$

$$m = \frac{25 - 4,46}{2 \times 43,6} = 0,24 .$$

D'où :  $m_1 = m_2 = 24$  % ; on prend  $m_1 = m_2 = 25$  %.

Donc la largeur de la base est déterminée comme suit :

$$L_{base} = 2m \times H_n + L_n = 2 \times 0,25 \times 43,6 + 4,46 = 26,26 \text{ m}$$

$$L_{base} \geq (H_2 - H_1) / j_{adm} = 24,78 \text{ m.}$$

## B) Les drains :

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

### B.1. Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de :  $L_d = \frac{L_b}{3}$

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [ $L_b = 160$  m].

Donc :

$$L_d = 53,33 \text{ m.}$$

### B.2. Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

Le largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 546,11m \text{ NGA}$$

#### IV.6. Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

$N_{cr}$  : Côte de la crête du barrage (547,47m).

$N_{pi}$  : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi}$$

$b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage (10m).

$B_{pi}$  : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où

$m_1, m_2$  : Fruit du talus amont et aval (2,5 et 2).

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives  $S_i$  et  $S_{i+1}$

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages (ANB), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

#### IV.6.1) Barrage Homogène en argile avec drain vertical :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux des deux zones d'emprunt à savoir la basse terrasse et la haute terrasse ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 47,96 mètres, les pentes des talus amont varié entre  $[2,5 \div 3]$  et aval :  $[2 \div 2,5]$

##### IV.6.1.1. Recharge (argile) :

Tableau IV.05 : volume de recharge (Argile).

N°	N <sub>pi</sub> (m)	H <sub>bi</sub> (m)	B <sub>pi</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	543,10	0	0	0	583,18	44,56	25986,501
1	524,78	22,69	112,11	1166,36			
2	506,10	41,37	196,17	4019,45	2592,905	44,56	115539,85

					3800,505	44,56	169350,5	
3	508,41	39,06	185,77	3581,56	2876,345	44,56	128169,93	
4	516,95	30,52	147,34	2171,13	1489,27	44,56	66361,871	
5	528,27	19,2	96,40	807,41	403,705	44,56	17989,095	
6	543,10	0	0	0				
<b>Volume Total</b>								<b>523397,75</b>

#### IV.6.1.2. Protection en Rip-Rap :

**Tableau IV.06 : volume de Rip-Rap (épaisseur 0,3m).**

N°	N <sub>pi</sub> (m)	H <sub>bi</sub> (m)	L <sub>pi</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	
0	543,10	0	0	0	34,31	44,56	1529,073	
1	524,78	22,69	114,38	68,63	94,46	44,56	4209,153	
2	506,10	41,37	200,48	120,29	117,10	44,56	5217,754	
3	508,41	39,06	189,83	113,90	102,09	44,56	4549,127	
4	516,95	30,52	150,47	90,28	74,63	44,56	3325,440	
5	528,27	19,2	98,29	58,98	29,49	44,56	1313,987	
6	543,10	0	0	0				
<b>Volume Total</b>								<b>20144,534</b>

$$L_{pi} = ((B_{pi} - b_{cr} / 2)^2 + H_{bi}^2)^{0,5} \text{ (Distance incliné suivant la tranche)}$$

#### IV.6.1.3. Filtre et drains :

**Tableau IV.07 : volume des filtres et drains. (Gravier épaisseur de 1m verticale et 0,8m tapis)**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	71,40	44,56	3181,361
1	142,79	197,34	44,56	8793,248

2	251,88			
		245,13	44,56	10922,993
3	238,38			
		213,45	44,56	9511,109
4	188,51			
		155,46	44,56	6927,298
5	122,41			
		61,21	44,56	2727,295
6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>42063,3032</b>

**Tableau IV.08 : volume de sable (filtre de 0,2m d'épaisseur sur le verticale et sur le tapis).**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	31,27	44,56	1393,525
1	62,55	66,28	44,56	2953,526
2	70,02	69,56	44,56	3099,415
3	69,09	67,39	44,56	3002,720
4	65,68	63,41	44,56	2825,728
5	61,15	30,58	44,56	1362,422
6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>14637,336</b>

**IV.6.2. Barrage Zoné :** Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage. Pour un barrage zoné d'une hauteur de 47,96 mètres, les pentes des talus amont varié entre  $[2,5 \div 3]$  et aval  $[2 \div 2,5]$ .

**IV.6.2.1) le Noyau :**

**Tableau. IV.09 : volume du Noyau.**

N°	Si (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	di (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	174,26	44,56	7764,990
1	348,5184	491,98	44,56	21922,664
2	635,4432	617,70	44,56	27524,819
3	599,9616	534,37	44,56	23811,723
4	468,7872	381,85	44,56	17015,218
5	294,912	147,46	44,56	6570,639
6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>104610,054</b>

**IV.6.2.2) Recharge : Tableau IV.10 : volume des recharges**

N°	Si (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	di (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	518,38	44,56	23099,0484
1	1036,76	2332,92	44,56	103954,88
2	3629,08	3426,25	44,56	152673,816
3	3223,43	2577,83	44,56	114867,909
4	1932,22	1329,38	44,56	59236,9678
5	726,53	363,26	44,56	16187,0438
6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>470019,664</b>

**.6.2.4) Protection en Rip –Rap :**

**Tableau IV.11 : volume de la recharge (Argile).**

N°	N <sub>pi</sub> (m)	H <sub>bi</sub> (m)	L <sub>pi</sub> (m)	Si (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	di (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	543,10	0	0	0	34,31	44,56	1529,073
1	524,78	22,69	114,38	68,63	94,46	44,56	4209,153
2	506,10	41,37	200,48	120,29	117,10	44,56	5217,754
3	508,41	39,06	189,83	113,90			

					102,09	44,56	4549,127
4	516,95	30,52	150,47	90,28	74,63	44,56	3325,440
5	528,27	19,2	98,29	58,98	29,49	44,56	1313,987
6	543,10	0	0	0			
<b>Volume Total</b>							<b>20144,534</b>

#### IV.6.2.5) Filtre et drain :

**Tableau IV.12 : volume de gravier (tapis drainante e= 0,8m).**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	60,05	44,56	2675,878
1	120,10	165,31	44,56	7366,019
2	210,51	204,92	44,56	9131,070
3	199,32	178,66	44,56	7960,972
4	157,99	130,60	44,56	5819,519
5	103,21	51,60	44,56	2299,477
6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>35252,93412</b>

**Tableau IV.13 : volume de sable (filtre et zone de transition noyau= 0,4m et transition rip-rap e=0,25m).**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	46,12	44,56	2055,036
1	92,24	127,92	44,56	5700,181
2	163,61	159,19	44,56	7093,600
3	154,78	138,46	44,56	6169,841
4	122,14	100,52	44,56	4479,198
5	78,90	39,45	44,56	1757,813

6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>27255,669</b>

#### IV.6.3) Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$$

H : hauteur de barrage égale 47,96m

A.N :

$e = 0,3 + 0,001 \cdot 47,96 = 0,35 \text{ m}$
--

#### IV.6.3.1) Recharge (enrochement) :

**Tableau IV.14 : volume des recharges.**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	692,64	44,56	30864,038
1	1385,28	2824,9	44,56	125877,544
2	4264,52	4043,955	44,56	180198,635
3	3823,39	3112,2	44,56	138679,632
4	2401,01	1711,225	44,56	76252,186
5	1021,44	510,72	44,56	22757,683

6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>574629,718</b>

**IV.6.3.2) masque en béton :**

**Tableau IV.15 : volume des recharges e=0,35 m.**

N°	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
0	0	20,02	44,56	891,959
1	40,03	55,10	44,56	2455,340
2	70,17	68,31	44,56	3043,690
3	66,44	59,55	44,56	2653,657
4	52,66	43,53	44,56	1939,840
5	34,40	17,20	44,56	766,492
6	0			
<b>Volume Total</b>				<b>11750,978</b>

❖ on calcul la distance inclinée suivant la tranche :

$$X_i = \sqrt{Hb_i^2(1+m_1^2)}$$

Avec :

X<sub>i</sub> : distance inclinée suivant la tranche i.

M<sub>1</sub> : pente du talus amont.

H<sub>bi</sub> : hauteur du barrage suivant la tranche i,

❖ la surface du plan incliné de la tranche i :

$$S_i = X_i \cdot L_i$$

Avec :

S<sub>i</sub> : surface inclinée

Xi : distance inclinée

Li : largeur de la tranche

❖ la surface du plan incliné du talus amont

$$S = \sum S_i$$

❖ le volume du masque d'épaisseur  $E=0.35\text{m}$  ;

$$V = S.E$$

Est déterminée ainsi directement grâce à l'utilisation de l'outil informatique à l'occurrence l'**AUTOCAD 2004**

#### IV.6.4. Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

**Tableau .IV.16.les coûts des variantes étudiés.**

variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Unité de mesure	Prix unit (DA)	Coût (10 <sup>6</sup> DA)	Totale (10 <sup>6</sup> DA)
homogène	Recharge (argil)	523397,75	mille m3	800	418,7182	509,7983951
	Rip-Rap Enrochement par la pierre de	20144,534	mille m3	1200	12,0867204	
	Filters et drains(gravier)	42063,3032	mille m3	1180	49,63469778	
	Filters et drains(sable)		mille m3	1180		

<b>Zoné</b>	<b>Recharge</b>	<b>470019,664</b>	<b>mille m3</b>	<b>800</b>	<b>376,0157312</b>	<b>557,6373675</b>
	<b>le Noyau</b>	<b>104610,054</b>	<b>mille m3</b>	<b>800</b>	<b>83,6880432</b>	
	<b>Rip-Ra Enrochement par la pierre de</b>	<b>20144,534</b>	<b>mille m3</b>	<b>1200</b>	<b>18,63369395</b>	
	<b>Filters et drains(gravier)</b>	<b>35252,934</b>	<b>mille m3</b>	<b>1180</b>	<b>30,8882847</b>	
	<b>Filters et drains(sable)</b>	<b>27255,669</b>	<b>mille m3</b>	<b>1180</b>	<b>32,16169</b>	
<b>Avec masque</b>	<b>Recharge (enrochement)</b>	<b>574629,718</b>	<b>mille m3</b>	<b>950</b>	<b>545,8982321</b>	<b>663,2905023</b>
	<b>masque en Béton B 25</b>	<b>11750,978</b>	<b>mille m3</b>	<b>9990</b>	<b>117,3922702</b>	

#### **IV.7.Fixation du choix définitif du type de barrage :**

A travers le Tableau récapitulatif Tableau.IV.16. il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> variante car elles sont les plus économiques possibles et la plus facile à mettre en place techniquement (1<sup>ère</sup>). Mais avant tout rappelons que la 1<sup>ère</sup> variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 188298m<sup>3</sup> loin du volume du remblai nécessaire qui est de l'ordre de 523397,75m<sup>3</sup> pour ces raisons on élimine cette variante.

La 2<sup>ème</sup> variante on peut l'adopter puisque la quantité des matériaux de construction (pierres) est suffisante ( $1\,350\,000\text{m}^3$  disponible =  $2,5 * 470\,000\text{m}^3$ ).

D'après ce qu'on a dans ce chapitre et l'étude géologique et géotechnique la présence de la carrière de la pierre de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (2,5 fois le volume nécessaire pour la construction) et aussi les besoins des argiles pour le remplissage du noyau on les optaient à partir de la carrière, la solution barrage en enrochement avec un noyau d'argile s'impose comme la plus économique.

## V. Etude de la variante retenue :

### V.1) Dimensionnement :

#### V.1.1. la revanche du barrage :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

$$R = 1,36 \text{ m}$$

#### V.1.2. la hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + h_d + R + t$$

$H_{\text{NNR}}$  : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée ;

$h_d$  : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

$R$  : Revanche du barrage en [m];

$t$  : le tassement

$$H_{\text{bar}} = 43,10 + 3,01 + 1,36 + 0,5 = 47,97 \text{ m}$$

#### V.1.3. largeur en crête :

$$b_{\text{cr}} = 10 \text{ m}$$

#### V.1.4. les bermes :

##### a) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3m à la cote 510 m NGA.

##### b) Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a deux bermes au talus aval :

- 1<sup>er</sup> berme est disposée à la cote 520 m NGA avec une largeur de 3m.
- 2<sup>eme</sup> berme est disposée à la cote 542 m NGA avec une largeur de 3m.

#### V.1.5. Pentes des talus :

Elles varient en fonction de la hauteur du barrage et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes ; dans notre cas :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Le tableau V.1. nous consigne quelques valeurs qui devront être confirmées par une étude de stabilité.

**Tableau .V.1** : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
H < 5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
< 10	- homogènes granulométries étendues	2	2
	- homogène à for % d'argiles	2,5	2,5
	- a zones	2	2,5
10 < H < 20	- homogènes granulométries étendues	2,5	2,5
	- homogène à for % d'argiles	3	2,5
	- a zones	2,5	2,5
H ≥ 20	- homogène granulométrie	<b>3</b>	<b>2,5</b>
	- a zones	3	3

Pour le parement amont la pente du talus est 1/3 et pour le parement aval la pente du talus est 1/2,5.

#### V.1.6. Dimensionnement du noyau :

##### 1) Largeur en crête

Elle est estimée à :

$$L_n = \left( \frac{1}{17} \hat{a} \frac{1}{3} \right) H_b \quad L_n = 4,46 \text{ m.}$$

## 2) Hauteur du noyau :

Nous avons fixé la hauteur suivant la crête du barrage

$H_N = 546,47 \text{ m NGA}$  (1,00 m au-dessous de la crête de barrage)

## 3) Largeur à la base du noyau :

$$\frac{H_1 - H_2}{B_n} < j_{adm}$$

$H_2$  : hauteur d'eau à l'aval ( $H_2 = 0$ ).

$H_1$  : hauteur d'eau à l'amont ( $H_1 = 44,6 \text{ m}$ ).

$j_{adm}$  : Gradient admissible donné par le tableau suivant :

**Tableau .V.2 .Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage**

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,50	1,80	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

On  $j_{adm} = 1,80$

Donc :

$$\frac{H_1 - H_2}{B_n} = \frac{44,6 - 0}{B_n} \leq j_{adm}$$

$$B_n \geq \frac{H_1}{j_{adm}} = 24,78$$

Largeur moyenne  $B_n = 25 \text{ m}$

D'où les pentes des talus du noyau :  $B_n = L_n + 2 \text{ m } H_n$  où  $H_n$  : hauteur du noyau  
 $m$  : fruit du noyau

$$\Rightarrow m = \frac{Bn - Ln}{2Hn}$$

$$m = \frac{25 - 4,46}{2 \times 43,6} = 0,24 .$$

D'où :  $m_1 = m_2 = 24 \%$  ; on prend  $m_1 = m_2 = 25 \%$ .

Donc la largeur de la base est déterminée comme suit :

$$L_{\text{base}} = 2m \times H_n + L_n = 2 \times 0,25 \times 43,6 + 4,46 = 26,26\text{m}$$

$$L_{\text{base}} \geq (H_2 - H_1) / J_{\text{adm}} = 24,78\text{m}.$$

### V.1.7. Protection des talus :

Les travaux de protection du remblai se justifient essentiellement pour prévenir les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- Eaux de retenue pour ce qui concerne la protection anti-batillage du talus amont ;
- Eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le vaimement.

#### a) Talus amont

Pour la protection du talus amont, on a opté pour la solution de revêtement en enrochements dont on doit déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est donné par la relation suivante :

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}}$$

Où :

$D_p$  : Diamètre moyen de la pierre en [m] ;

$\gamma_p$  : Poids volumique de la pierre [ $\gamma_p = 24 \text{ KN/m}^3$ ].

$Q_p$  : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}} \quad [\text{tonne}]$$

Où :

$m_1$  : Pente du talus amont;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau en [ $\text{KN/m}^3$ ].

$h$  : Hauteur des vagues [ $h = \beta \cdot h_0$ ].

$\lambda$  : Longueur d'onde de la vague en [m].

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0$$

Avec :

$\lambda_0$  et  $h_0$  : Valeurs calculées en eau profonde ;

$\alpha$  et  $\beta$  : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue déterminés à partir de l'abaque N°4 en annexe "A".

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{et} \quad \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$$

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}}$$

$$\varepsilon : \text{Cambrure de la vague donnée par : } \varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}}$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du Fêch qui devra vérifier la condition suivante [ $F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon$ ].

V : Vitesse des vagues en m/s

**Tableau .V.3.résultats de calcul.**

Formules	Valeurs
$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}}$	0,11
$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}}$	2,25
$\lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$	2,23
$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon}$	0,25
$h_0 / \lambda_0$	0,11
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,45
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0,58
$h = \beta \cdot h_0$	1,145
$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0$	1,0035

Ainsi :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot 24 \cdot 1,145^2 \cdot 1,0035}{\left(\frac{24}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1+3^3}} = 0,091 \text{ KN}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{0,091}{0,524 \cdot 24}} = 0,20 \text{ m}$$

D'où l'épaisseur de la couche pour les enrochements donnée par :

$$\delta = (2,5 \text{ à } 3) \cdot D_p$$

$\delta$  : Epaisseur de la couche d'enrochements.

$\delta = 2,5 \times 0,20 = 0,50 \text{ m}$
---

## V.2.le drainage du barrage :

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

### V.2.1.But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement ;

- c) Réduction de la pression interstitielle ;
- d) Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

## **V.2.2) Constitution et fonction des filtres et drains :**

### **V.2.2.1) les filtres :**

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains ;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

### **V.2.2.2.les drains :**

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal si

elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être

inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

### V.2.3.Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres», la référence usuelle en matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

- Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids dépassant lors du tamisage granulométrique ;
- Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Condition de perméabilité  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  ;

➤ Condition de non entraînement des fines  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$  ;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

#### V.2.3.1.Calcul des filtres :

##### A) Vérification du contact Noyau–Recharges :

Cela revient à vérifier la double condition

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$d_{85}$  : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 85% ;

$d_{15}$  : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 15%;

$D_{15}$  : Diamètre des particules de recharges à 15%;

**AN :**

$d_{85}=0,02\text{mm}$  ;  $d_{15}=0,002\text{ mm}$  ;  $D_{15}=14\text{ mm}$

$$0,08 > 14 > 0,01$$

La condition de TERZAGUI  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$  n'est pas vérifiée.

Donc il faut prévoir un filtre (zone de transition) entre le noyau argileux et la recharge.

Mais la condition de perméabilité est vérifiée  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  .

**B) Détermination de la granulométrie du filtre :**

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n}$$

$U_F$  : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [ $U_F = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = \frac{0,06}{0,004} = 15$ ].

$n$  : la porosité de filtre [ $n=0,4-0,1 \cdot \log(U_F)$ ].

$D_{PV}$  : diamètre des particules soumises à un effet de voûtes.

$$D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

$d_{15}$  : Diamètre des particules du sol protéger à 15%;

On déterminera aussi le diamètre minimum  $D_{\min}$  en fonction de  $D_{17}$

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x}$$

Où :

$$x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F)$$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min}$$

**A.N :**

$$n = 0,4 - 0,1 \log(15) = 0,28 \quad \text{et} \quad x = 1 + 1,28 \cdot \log(15) = 2,51$$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 .récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.**

DPV (mm)	D17 (mm)	D <sub>min</sub> (mm)	D10 (mm)	D15 (mm)	D20 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	D80 (mm)	D100 (mm)
0, 0035	0,102	0,0051	0,00698	0,00792	0,0109	0,06304	0,96671	0,193619	0,335165

La deuxième couche est déterminée de la même façon que première couche.

**Tableau V.5 .récapitulatif des résultats de la 2 ère couche de filtre (cote de recharge).**

$$d_{15}=0,006\text{mm}(\text{filtre}). [U_F = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = \frac{0,3}{0,02} = 15].$$

DPV (mm)	D17 (mm)	D <sub>min</sub> (mm)	D10 (mm)	D15 (mm)	D20 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	D80 (mm)	D100 (mm)
0,02100	0,06140	0,03493	0,04200	0,05437	0,07487	0,43266	0,663431	1,32876	2,30015

**c) Verification du contact entre le filtre et le noyau:**

$$\frac{D_{15}^F}{d_{85}} < 4$$

$$D_{15}^F = 0,00792\text{mm}.$$

$$d_{85} = 0,02 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}^F}{d_{85}} = \frac{0,00792}{0,02} = 0,4$$

Le contact est vérifié, donc on n'a pas besoin d'une zone de transition.

**V.2.3.2.Verification du contact de la couche de protection et la recharge:**

Cette vérification est toujours basée sur la mécanique des sols et s'appuie sur la loi de TERZAGUI. Nous devons vérifier le contact entre les recharges et la Protection suivant l'inéquation suivante :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D<sub>15</sub> : diamètre des particules du sol protégeant (Enrochement) ;

d<sub>85</sub> : diamètre des particules du sol protégé (recharge)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{200}{105} = 1,90 < 4$$

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de mettre un filtre entre la couche de protection et la recharge.

### V.2.3.3.Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre (entre le noyau et la recharge):

Cette condition de perméabilité est exprimée par la relation suivante :

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{U_F}) \cdot K_N$$

$K_F$  : Coefficient de perméabilité du filtre ;

$K_N$  : Coefficient de perméabilité du noyau ;

AN :

$$(2 + \sqrt[6]{15}) \cdot 3,472 \cdot 10^{-8} = 2,726 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$$

$$K_F = 2,9 \cdot 10^{-3} > 7,14 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$$

### V.2.3.4.Vérification de la condition d'uniformité (pour le filtre):

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

AN :

$$D_{60}=102\text{mm} ; D_{10}=13 \text{ mm} \Rightarrow \frac{D_{60}}{D_{10}} = 7,8$$

Donc la condition d'uniformité est vérifiée.

### V.2.3.5.Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard :

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} \geq 0,32 \sqrt[6]{U_f} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{n-1}$$

$U_F$ : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$U_F = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = \frac{0,06}{0,004} = 15$$

Avec :  $D_5^F, D_{17}^F, D_{10}^F, D_{60}^F$  : diamètres des particules égales à 5, 17, 10 et 60%

$$D_5^F = 0,004\text{mm}0,01 ;$$

$$D_{17}^F = 0,007\text{mm}0,013$$

$$D_{10}^F = 0,0045\text{mm}0,016$$

$$n = n_0 - 0,1 \log (\eta)$$

$$n = 0,4 - 0,1 \log (15) = 0,28$$

$$n = 0,28$$

Ce qui donne

$$0,32 \sqrt[6]{15}(1+0,05.15) \frac{0,28}{1-0,28} = 0,342$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,571 \geq 0,29 \text{ ET } \frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,769 \geq 0,29 \text{ le première et le deuxième filtre.}$$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans les deux filtres, donc la couche est acceptée.

### Conclusion :

La réalisation est vérifiée entre la zone de transition et le noyau, on prend l'épaisseur de chaque couche de filtre selon les expériences de construction des retenues analogue  $e=1\text{m}$  de part et d'autre du noyau.

#### V.2.4.Calcul des drains :

##### A) Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

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

$L_d$  : Longueur du drain tapis en mètres ;

$L_b$  : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :

$$L_d = \frac{160}{3} = 53,33 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left( \sqrt{L^2 + H^2} - L \right)$$

$l_d$  : Largeur du drain nécessaire (m) ;

$L$  : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m) ;

$H$  : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

AN :

$$l_d = \frac{1}{2} \left( \sqrt{116,9^2 + 43^2} - 116,9 \right) = 3,82 \text{ m}$$

## B) Dimensionnement du prisme aval :

- Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1=1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2=2,5$$

- la hauteur du drain (prisme) :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bar}$$

Où :

$H_{bar}$  : Hauteur du barrage ;

AN :

$$h_{dr} = 0,18 * 47,97 = 8,65 \text{ m}$$

- la largeur en sommet :

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left( \frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr}$$

AN:

$$b_{dr} = \frac{1}{3} * 8,65 = 2,88 \text{ m}$$

- largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

AN :

$$B = 2,88 + (1,5 + 2,5) * 8,65 = 37,48 \text{ m}$$

## V.2.5. Etanchéité du barrage :

L'étanchéité du barrage est assurée par un noyau argileux enfoncé dans la formation de base considérée imperméables.

A l'aval du noyau drainant protège les terrains d'appuis de la recharge de toute éventuelle infiltration pendant l'exercice du réservoir.

Ce tapis qui s'étend aussi sur les flancs, est intéressé par une série de drains et collecteurs connectés à la galerie de drainage.

### **V.2.6.les infiltrations :**

Dans un barrage en remblais le matériau de construction est un sol, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité de ce matériau convenablement mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge en eau tel un barrage va se saturer partiellement, la ligne de saturation qui en résulte prend la forme de la parabole de KOZENY.

#### **V.2.6.1.Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :**

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

##### **1) les fuites diffuses :**

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

##### **2) La surélévation de la ligne de saturation :**

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature toujours partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

#### **V.2.6.2.Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :**

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations d'une manière plus aisée nous serons amenés :

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- l'écoulement suit la loi de DARCY ;

- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de nul ; filtration
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

### V.2.6.3. La ligne de saturation :

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le barrage et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple étudié par KOZENY d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

D'après ces hypothèses, KOZENY a montré que la ligne de saturation est une parabole d'axe horizontal dont le foyer est situé au pied du parement aval du noyau du barrage. C'est une parabole d'équation :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0$$

$$\text{Avec : } y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d : Largeur en base du noyau déterminée à 0,7b ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du Parement amont (du noyau dans notre cas).

La ligne phréatique coupe le talus aval en C<sub>o</sub> à une distance "a" du point "O" (origine de la parabole) et à une distance "a+Δa" du point d'intersection "C" de la parabole de KOZENY avec le talus aval.

CASAGRANDE a montré que "a" ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle "θ" du talus aval. En dressant la courbe de variation de  $C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$  en fonction de "θ" nous déterminons le point "C<sub>o</sub>".

Pour obtenir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point "C<sub>o</sub>", et le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau par une courbe normale au parement, et tangente à la parabole.

### V.2.6.4. Tracé de la ligne de saturation :

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique. Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Nous avons :

$$d = B_n - 0,7b$$

Avec  $b = m_n \cdot h$

$m_n$  : pente du talus amont du noyau ;

$h$  : charge d'eau à l'amont = 43,1 m ;

$$b = 0,25 \times 43,10 \text{ m} = 10,78 \text{ m.} \qquad \qquad \qquad \mathbf{b = 10,78 \text{ m}}$$

D'où :

$$d = 24,78 - 0,7 \times 10,78 = 17,24 \text{ m.} \qquad \qquad \qquad \mathbf{d = 17,24 \text{ m}}$$

Ainsi, Nous pouvons calculer  $Y_0$ .

$$Y_0 = \sqrt{(43,10)^2 + (17,24)^2} - 17,24 = 29,18 \text{ m}$$

$$\mathbf{Y_0 = 29,18 \text{ m}}$$

L'équation de la parabole s'écrit alors :

$$2xy_0 = y^2 - Y_0^2 \Rightarrow 2x(29,18) = Y^2 - (29,18)^2$$

$$\text{D'où} \quad \mathbf{y^2 = 58,36x + 851,57}$$

Les coordonnées de la parabole sont données par le tableau N°VI4.

**Tableau .V.6 . Coordonnées de la parabole de KOZENY**

X (m)	0	3	6	9	12	15	18
Y (m)	29,18	32,04	34,67	37,12	39,39	41,56	43,61

Nous ne jugeons pas nécessaire de prendre les valeurs négatives de  $x$ , pour la construction de la ligne puisque nous avons un drain aval après le noyau. Celui-ci rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage.

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau est déterminé par l'équation polaire :

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Avec :  $a$  : distance  $OC_0$ ;

$\Delta a$  : distance  $C_0C$ ;

$\alpha$  : Angle de la face aval du noyau avec l'horizontal ;

$$\alpha = \arctg \frac{1}{m} = \frac{1}{0,25} = 75,96^\circ$$

$a + \Delta a$  : Point d'intersection.

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, on détermine  $\frac{\Delta a}{\Delta a + a}$

Pour notre cas nous avons :

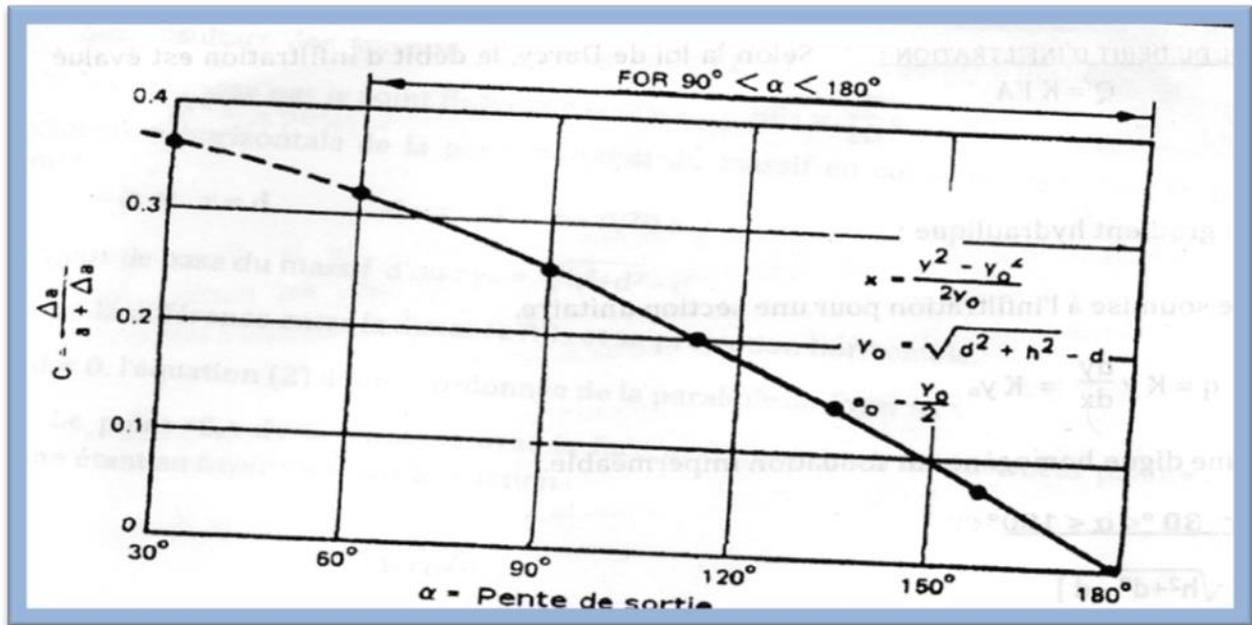


Figure.V.1. l'abaque de CASAGRANDE.

$$\alpha = 75,96^\circ \Rightarrow \frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,275$$

$$\text{D'où : } a + \Delta a = \frac{29,18}{1 - \cos 75,96} = 34,53 \text{ m}$$

$$\text{On aura le système : } a + \Delta a = 34,53 \text{ m}$$

$$0,275(a + \Delta a) = \Delta a$$

$$\text{D'où } \Delta a = 34,53 \times 0,275 = 9,50 \text{ m}$$

$$\Delta a = 9,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc } a = 34,53 - 9,50 = 25,03 \text{ m}$$

$$a = 25,03 \text{ m}$$

Connaissant toutes ces valeurs, nous pouvons effectuer le tracé de la ligne de saturation.

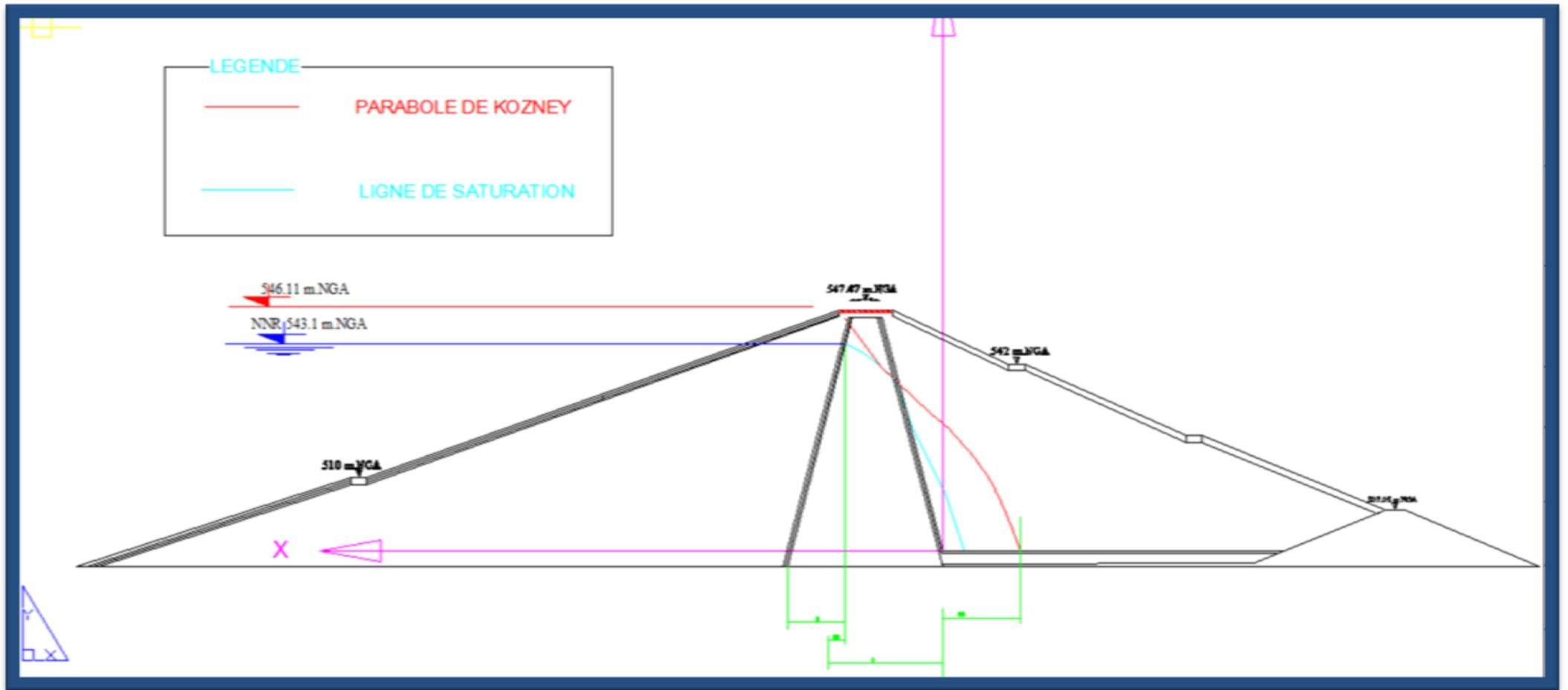


Figure .V.2.Ligne de saturation(Infiltration).

### V.2.7. Calcul du débit de fuite à travers le barrage :

Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de ligne de courant, orthogonale aux lignes équipotentielles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage

Ce calcul est basé sur la connaissance du réseau d'équipotentielles et de lignes de courant. La construction de ces derniers s'avère très pénible et nécessite une bonne précision graphiquement.

Le calcul se fera donc suivant les règles de l'écoulement à travers une digue homogène d'autant plus que l'écoulement à travers le barrage est conditionné essentiellement par la nature du noyau.

En supposant que la ligne de saturation dans la partie amont est horizontale et coïncide avec le plan d'eau, nous pouvons appliquer la loi de Darcy.

Le débit de fuite est donné par :

$$Q_n = K \cdot i \cdot A$$

Avec : K : coefficient de perméabilité du noyau (m/s).;

i : gradient hydraulique moyen ;

A: section d'infiltration par unité de longueur , Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m(Aire soumise à l'infiltration dans le noyau).

Le gradient hydraulique est déterminé par la relation suivante :

$$I = \frac{dY}{dX} \quad \text{Et } A = Y \cdot 1$$

$$\text{DONC : } Q_n = K \cdot Y \cdot \frac{dY}{dX} \quad \text{Avec } Y \cdot \frac{dY}{dX} = Y_0$$

D'où :  $Q_n = K Y_0$

$$\text{AN : } K = 3,472 \cdot 10^{-8} \text{ m/s.}$$

$$Y_0 = 29,18 \text{ m}$$

$$Q_n = 1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{mètre linière Soit } q_n = 8,7 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_n = 8,7 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec la longueur de couronnement du barrage  $L_{cr}$  qui est de 265,35m, on obtient le débit de fuite par la relation :

$$q_r = Q_n \cdot 265,35 = 2,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

### V.3. Etude de stabilité :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur les économies locales.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

### **V.3.1. Stabilité des talus :**

#### **V.3.1.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1/- soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
- 2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- 1/- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-1. Glissement en cascade.

a-2 .Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

2. l'instabilité mécanique en fondation :

### V.3.1.2.Conséquences de l'instabilité des talus :

- ✚ Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- ✚ Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- ✚ Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (combinaison quasi permanente).
- Fonctionnement normal (Retenue au NNR) (combinaison quasi permanente).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le tableau (V-5).

**Tableau (V.7) :** détermination de coefficient admissible «  $k_{adm}$  ».

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Et des actions				
Fondamentales (sans séisme)	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Spéciales Avec séisme)	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

(Coefficient de stabilité admissible des talus)

### V.3.2.Méthode de FELLENIUS :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.

3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage.

$(K_1-K_2)$  : sont déterminés d'après le tableau (V-8) en fonction de pentes de talus.

**Tableau V.8. Détermination de  $K_1$  et  $K_2$ .**

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

AVAL :  $K_1=0,7625$ .

$$K_2=2,025.$$

AMONT :  $K_1=1$ .

$$K_2=2,3.$$

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d. entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la partie « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$
- ❖  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

#### **V.3.2.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

### **Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$ .

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$  : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$  : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$  : densité de l'assise.

$b$  : largeur de la tranche.

\* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$ .

### **Forces de pression interstitielles :**

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$P_{plain} : U dl = \gamma_w h . dl$ .

$U$  : pression interstitielle.

$dl$  : longueur en arc de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$ .

$h$  : hauteur de la tranche.

### **Forces de cohésion :**

$$F_c = c . dl$$

$C$  : Cohésion du sol. (Matériau).

### **Forces dues au séisme :**

$$T = a G_n$$

$a$  : Coefficient de séisme. Accélération fictive due au séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche.

### **Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

#### **1. Les forces stabilisatrices :**

##### **a) Force de frottement :**

$$F_1 = N_n \tan \phi - U dl \tan \phi$$

$\Phi$  : Angle de frottement.

$dl$  : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

##### **b) Force de cohésion :**

$$F_c = c dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{2\pi R B_i}{360}$$

$R$  : rayon de la courbe de glissement.

$B$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [ (N_n - U \, dl) \, \text{tg} \phi + c \, dl ] R.$$

## 2. Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique  $N_t$  (force de cisaillement) du poids  $G_n$  qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

Remarque que  $\text{Sin} \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$ .

$$\text{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \text{Sin}^2 \alpha}$$

### V.3.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

#### a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \phi_i + \sum C_i \, dl}{\sum G_n \text{Sin} \alpha_n} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \phi_i + \sum C_i \, dl}{(1/R) \sum G_n \, a_n \, d_n} \geq K_{adm}$$

**K<sub>ss</sub>** : coefficient de sécurité sans séisme.

**K<sub>as</sub>** : coefficient de sécurité avec séisme.

#### b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dl}{\sum T_n}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum C \, dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

#### c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm}, \text{ sans séisme.}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}, \text{ avec séisme.}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau .V.9.

**Tableau .V.9.** résultats de calcul du stabilité .

Cas de sollicitation	Coefficient de sécurité	
	Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction (vide)		
AMONT : R= 95 m.	1,86	1,38
R=81,24m.	1,66	1,32
R=89,49m	1,59	1,22

Fin de construction (vide)		
AVAL : R= 61 ,91 m.	2,02	1,06
R=73,21m.	2,21	1,05
R=69,46m	2,15	1,20
Fonctionnement normal(aval)		
R= 61 ,91 m.	1,87	5,3
R=73,21m.	1,80	3,4
R=69,46m	1,82	2 ,1
Vidange rapide (amont)		
R= 95 m.	4,66	2,5
R=81,24m.	3,02	2,1
R=89,49m	2,2	3,02

**REMARQUE :**

On a  $\gamma_s = \gamma_d / (1-n)$  ;  $\gamma_d = 2,54$  .  $n = 0,056$

$\gamma_s = 2,69 \text{ t/m}^3$

$\bar{\gamma} = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) = 1,6 \text{ t/m}^3$

\* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - 1)$ .

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.



## **Introduction :**

La réalisation du barrage nécessite des moyens matériels qui seront consacrés à l'exécution de l'ouvrage et à connaître les engins mécaniques modernes et rentables destinés à excaver, transporter et bétonner. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être respecté en fonction des moyens de l'entreprise.

### ➤ Travaux de préparation :

- installation du chantier
- mise en place des pistes et accès au site

### ➤ Réalisation de l'évacuateur de crue :

- on réalise l'évacuateur de crue et prise d'eau en parallèle

### ➤ Etape de réalisations

- excavation de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide d'une pelle.
- aménagement du fond du canal
- aménagement des filtres et des drains
- ferrailage, coffrage, bétonnage
- excavation de la fosse d'affouillement.
- protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

## **VII-1. Travaux de réalisation :**

### **VII-1-1. Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

### **VII-1-2. Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

### **VII-1-3. Travaux secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.

- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

➤

Re

boisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

## **VII-2. Les moyens de chantier :**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

### **A- Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

### **B - Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants :

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrants : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

### **C - Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur ...).

### **D - Le matériel spécifique :**

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

### **VII-3. Programme des travaux :**

Un programme d'exécution des travaux sous la forme d'un diagramme de Gantt. Le programme est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 6 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued au début du premier hiver (en supposant que la mobilisation commencera au début de l'année).
- Le remblai sera posé à un taux moyen d'à peu près 6 000 m<sup>3</sup>/jour.
- La fermeture de la dérivation provisoire se réalisera au début de l'hiver de la deuxième année de construction.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne.

Pour les rendements les plus caractéristiques.

### **VII-4. Planification :**

#### **VII-4-1. Définition :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

Installation des postes de travail ;

Observations instantanées ;

Analyse des tâches ;

Définition des objectifs et des attributions ;

Simplification des méthodes ;

Stabilisation des postes de travail.

#### **VII-4-2. Techniques de la planification :**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

#### **VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :**

##### **A-Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

##### **B-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 ;

#### **VII.4.2.2. Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2<sup>ème</sup> phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

#### VII.4.2.3. 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.

#### VII.4.2.4. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

➤  $DFP = DCP + TR$

➤  $DCPP = DFPP - TR$

#### VII.4.2.5. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow MT = 0$$

$$\sum TR_{cc} = D.T.P$$

#### VII.4.2.6. 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 :

$$T=Q.N/n$$

n : Nombre d'équipes

N : Rendement

Q : Quantité de travail

### **VII.5. Les plannings :**

Il existe trois types du plan de travail :

#### **VII.5.1. Plan du 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.

#### **VII.5.2. 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).

#### **VII.5.3. Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

### **VII.6. 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.

- 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 asservie 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.

#### **VII.7. Symboles des différentes opérations :**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.1 :** symboles des opérations

SYMBOLES	OPERATION	DUREE
MIC	Mobilisation et Installation De Chantier.	6
EP	Excavation phase 1	1
BCD	Bétonnage de conduite de Dérivation	5
B	Batardeau (amont et aval)	2
DO	Dérivation de l'oued	0
EP	Excavation phase 2	6
FI	Forage et Injection	3
R	Remblais	12
BPEC	Bétonnage de Prise d'eau et l'évacuateur des crues	6
EHE	Equipements Hydromécaniques et électriques	3
EA	Equipements D'auscultations	2
D	Démobilisation	3

Les figures du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations et le diagramme de Gantsont représentées ci-après

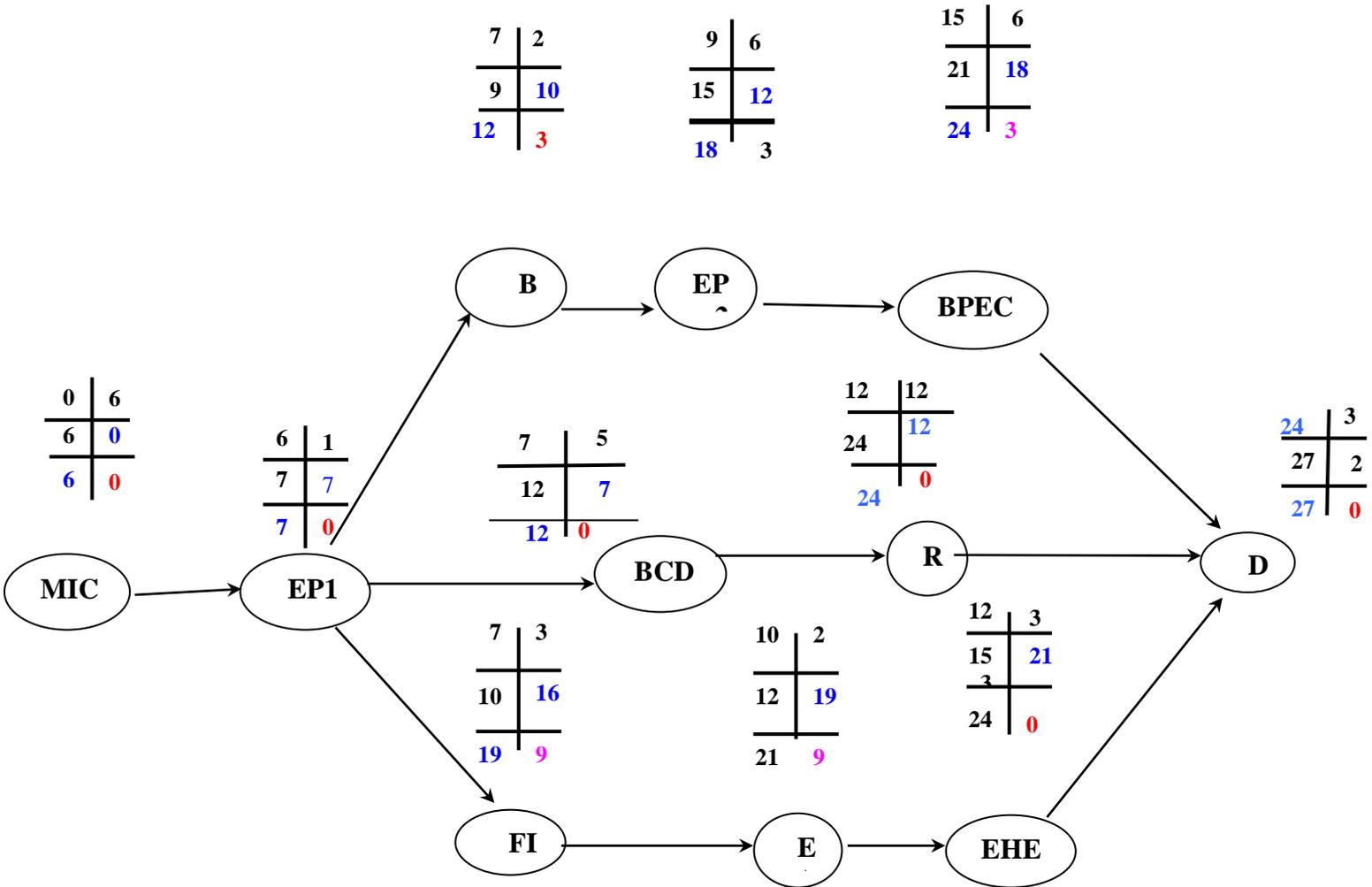


Figure (VII.1) : Réseau à nœud.

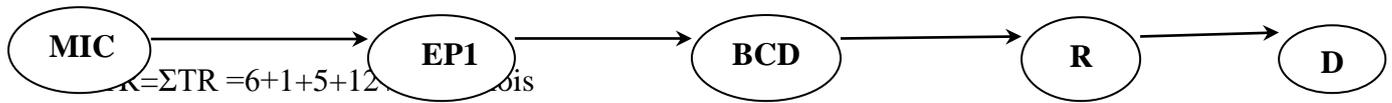
**Tableau. VII.2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage Djedra (Diagramme de GANTT)**

TRAVAUX	1 <sup>ère</sup> année				2 <sup>ème</sup> année				3 <sup>ème</sup> année	
	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2
Mobilisation et Installation De Chantier.	6									
Excavation phase 1			1							
Bétonnage de conduite de Dérivation			5							
Batardeau (amont et aval)			2							
Dérivation de l'oued	0									
Excavation phase 2			6							
Forage et Injection			3							
Remblais			12							
Bétonnage de Prise d'eau et l'évacuateur			5							
Equipements Hydromécaniques et				3						
Equipements D'auscultations				2						
Démobilisation									3	

Ordre de déroulement des travaux

### VII.8. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant :



### VII.9. 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.

**Tableau VII.3 : Devis estimatif**

	Description	Unité	DA	Quantité	DA
1	<b>Excavations</b>	m <sup>3</sup>	360	531543	191355480
	a) Tout matériaux				
2	<b>Forages et injections</b>	m	4400	9653	42473200
	b) Injection de consolidation				
3	<b>Digue</b>				315422445
	a) décapage	m <sup>3</sup>	160	11242	
	b) Remblai	m <sup>3</sup>	280	574629,718	
	c) Gravier	m <sup>3</sup>	600	35252,934	
	d) Sable	m <sup>3</sup>	600	27255,669	
	d) Pied en enrochement	m <sup>3</sup>	500	150213,23	
4	<b>Évacuateur de crue</b>				122495936
	a) Béton armée	m <sup>3</sup>	32 000	13 373	
	b) Béton de masse	m <sup>3</sup>	800	470	
	c) Coffrage	m <sup>1</sup>	1 800	10 590	
	d) Ferrailage	t	85 000	1 070	
	e) Rip-rap	m <sup>3</sup>	800	14 600	

**Suite Tableau VII.3**

5	<b>SOUS-TOTAL A</b>				671747061
6	<b>Installation de chantier (% du</b>	%	20		134349412
	<b>sous-total A)</b>				
7	<b>SOUS-TOTAL B</b>				806096473
8	<b>TVA (% du sous-total D)</b>	%	17		137036401
9	<b>COÛT TOTAL DU PROJET (en DA)</b>	1749229347			

**VII.10. Conclusion :**

La durée totale du marché de construction sera de 27 mois à partir de l'adjudication du marché jusqu'à la fin de la démobilisation de l'entreprise.

Le prix d'évaluation global du barrage Djedra est 1749229347 millions de DA pour. L'avant-métré est donné en Tableau V.3.

## **Introduction :**

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accidents de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidents et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "sécurité du travail" .

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents ; La direction et le service de sécurité au personnel en lui

## **VIII.1. Causes des accidents de travail :**

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

### **VIII.1.1. facteurs humains :**

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

### **VIII.1.2. facteurs matériels :**

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

## **VIII.2.Causes des maladies professionnelles :**

### **a) Les poussières**

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

- dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

### **b) Le bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

## **VIII.3.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.
- Éclairage défectueux.

- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

### **VIII.3.1.Méthode et moyens de prévention :**

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

### **VIII.4.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.

### **VIII.4.1.Méthode et moyens de prévention :**

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

### **VIII.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :**

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.

2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.

3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m<sup>3</sup> d'air frais par personne et par heure.

Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m<sup>3</sup>/h).

A<sub>m</sub> : L'alimentation Minimum (A<sub>m</sub> = 30 m<sup>3</sup> / h / personne)

N : Nombre de personne dans le lieu à aérer.

### **VIII.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :**

#### **➤ Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

➤ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.

➤ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

➤ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

➤ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

#### **1. La méthode dynamique :**

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.1 :** vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

## 2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s). Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

### VIII.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q : Débit d'air (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \pi \cdot V \cdot D^2 / 4 \text{ (m}^3\text{/s)} ; \text{ D'où : } D = \sqrt{(4 \cdot Q / V \cdot \pi)} \text{ (m)}.$$

### **VIII.6.Conclusion :**

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.