

UNIVERSITÉ CHEIKH ANTA DIOP  
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

GC, 02/07



## PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

TITRE :

*ETUDE ET CONCEPTION D'UN BARRAGE ANTI-SELS  
A DJILOR*

AUTEURS : M Ousseynou NDIAYE

Mlle Ingrid V. NTIBIMENYA

DIRECTEURS INTERNES: M. Ismaïla GUEYE

M. Amadou SARR

ANNEE ACADEMIQUE 1999-2000

## **DEDICACES**

Au monde rural...

## REMERCIEMENTS

L'aboutissement de ce travail d'équipe a fait l'objet d'une bonne collaboration entre élèves, professeurs et personnes externes.

Nous tenons à exprimer toute notre gratitude et notre reconnaissance à leur égard et les remercions de l'aide apportée, particulièrement :

- M. Ismaïla GUEYE, professeur de Mécanique des sols ;
- M. Amadou SARR, professeur d'Hydrologie ;
- M. Gora N'DIAYE du Service de Planification et de Gestion des ressources hydrauliques ;
- M. Cheikh Tidiane GUEYE du Port Autonome de Dakar ;
- CARITAS Dakar ;
- Et tous ceux qui nous ont aidés de près et de loin.

## SOMMAIRE

La sécheresse fréquente des 2 dernières décennies et la forte pression foncière engendrée par une population importante ont été les principaux facteurs qui ont déclenché les processus de salinisation dans le site de Djilor.

Ces processus sont : la remontée capillaire, l'accumulation des limons salées éolisées et l'infiltration ainsi que l'évaporation des eaux stagnantes du marigot du bas-fond :le marigot de Djilor.

Les conséquences entraînées sont la pédogenèse de sols salins impropres à l'agriculture.

Ainsi l'aménagement proposé est un barrage anti-sels et de retenue d'eaux de ruissellement.

Il a pour objectif non seulement d'atténuer ces processus mais également de récupérer les sols dégradés en procédant entre autre à un reboisement.

Les résultats d'analyse ont permis d'identifier des mesures et un aménagement adapté qui pourront atténuer la salinisation.

Le barrage conçu tente de concilier efficacité, simplicité, coût réduit et gestion durable de l'ouvrage par les populations concernées.

**TABLE DES MATIERES**

PAGE - TITRE	
DÉDICACES	
REMERCIEMENTS	
SOMMAIRE-----	I
TABLE DES MATIERES-----	II
LISTE DES FIGURES-----	IV
LISTE DES TABLEAUX-----	VI
<b>INTRODUCTION-----</b>	<b>1</b>
<b>A. PREMIÈRE PARTIE : ETUDE DU BASSIN VERSANT</b>	
<b>I : INTRODUCTION-----</b>	<b>3</b>
<b>II: ETUDE TOPOGRAPHIQUE</b>	
II.1    ZONE D'ETUDE-----	4
II.2    CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT-----	4
<b>III : ETUDE GEOLOGIQUE</b>	
III.1    INTRODUCTION-----	8
III.2    GEOLOGIE, HYDROGEOLOGIE ET PEDOLOGIE DU SITE-----	8
<b>IV : ETUDE HYDROLOGIQUE</b>	
IV.1    INTRODUCTION-----	12
IV.3    ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE-----	13
IV.4    ESTIMATION DE LA CRUE DECENNALE -----	21
IV.5    ETUDE DES MAREES-----	27
<b>V : ETUDE GEOTECHNIQUE</b>	
V.1    INTRODUCTION-----	28
V.2    ESSAIS DE LABORATOIRE-----	29
V.3    SYNTHESE DES RESULTATS-----	34
V.4    CONCLUSION-----	35

**B. DEUXIEME PARTIE : ANALYSE TECHNIQUE ET DIMENSIONNEMENT**

I:	CHOIX DU TRACE-----	37
II:	CHOIX DU TYPE DE BARRAGE-----	37
III:	ETUDE DE LA STABILITE-----	39
	III.1 STABILITE PAR RAPPORT A LA PORTANCE-----	40
	III.2 STABILITE PAR RAPPORT A LA RUPTURE CIRCULAIRE-----	41
IV:	ETUDE DES INFILTRATIONS DANS LE BARRAGE ET DANS LA FONDATION	
	IV.1 ESTIMATION DU DEBIT DE FUITE-----	42
	IV.2 LE VIDANGE RAPIDE-----	45
	IV.3 LE PHENOMENE DE RENARD-----	46
V:	OUVRAGE DE VIDANGE	
	V.1 LE LAMINAGE-----	48
	V.2 SCHEMA DE FONCTIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE--	51
VI:	PROTECTION DES TALUS -----	53

**C. TROISIÈME PARTIE : IMPACT SOCIAL ET ENVIRONNEMENTAL**

I.	IMPACT SOCIAL-----	54
II.	IMPACT ENVIRONNEMENTAL-----	58

	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS-----	60
--	------------------------------------	----

**BIBLIOGRAPHIE****ANNEXES**

## LISTES DES FIGURES

Numéro de la figure	Titre
1.1	Plan de situation
1.2	Le bassin versant
1.3	Profil en long de l'axe de la cuvette digue2
1.4	Profil en long de l'axe de la cuvette digue1
1.5	Profil en long de l'axe du barrage
1.6	Profil en travers de la cuvette du barrage
2.1	Carte de dégradation des sols
2.2	Esquisse tectonique du site
4.2.a	Pluviométrie annuelle de Fimela
4.2.b	Pluviométrie annuelle de Fatick
4.2.c	Pluviométrie annuelle de Kaolack
4.2.d	Fréquence de non-dépassement-Fimela
4.2.e	Fréquence de non-dépassement-Fatick
4.2.f	Fréquence de non-dépassement-Kaolack
4.2.g	Emplacements des stations pluviométriques
4.2.h	Intervalles de confiances-Fimela
4.2.i	Intervalles de confiances-Fatick
4.2.j	Intervalles de confiances-Kaolack
4.4.a	Intervalles de confiances(pluies maximales)-Fimela
4.4.b	Intervalles de confiances(pluies maximales)-Fatick
4.4.c	Intervalles de confiances(pluies maximales)-Kaolack
5.1	Courbes granulométrique du sol d'emprunt
5.2	Courbes granulométrique du sol de la cuvette
5.3	Courbe Proctor E =593 kJ/m <sup>3</sup>

**LISTE DES FIGURES (suite)**

<b>Numéro de la figure</b>	<b>Titre</b>
5.4	Courbe Proctor E =2174 kJ/m <sup>3</sup>
5.5	Courbe de compactage
II.2.1	Digue : coupe
II .4.1	Tracé de la ligne de saturation
II.4.2	Trajectoire de l'eau à travers le barrage
II.4.3	Débit de fuite à travers la fondation
II.4.4	Profil en travers type de la digue
II.4.5	Croquis du déversoir

**A. PREMIERE PARTIE : ETUDE DU BASSIN VERSANT**

## INTRODUCTION

La baisse de la pluviométrie au cours de ces dernières années accompagnées de l'action dévastatrice de l'homme sur la végétation à savoir : défrichage de la forêt pour la culture, le feu et le surpâturage pour ne citer que ces facteurs, a eu des conséquences très fâcheuses que chacun de nous peut constater désespérément

C-à-d l'avancée du désert du Sahara vers la zone tropicale.

Des régions qui furent jadis des belles forêts où la vie était resplendissante sous une atmosphère écologiquement équilibrée sont devenues, de nos jours, sèches et arides.

Néanmoins il existe encore de ces régions qui, de par leurs positions géographiques, bénéficient de pluies en quantité suffisantes pour les besoins agricoles. Ces régions, bien qu'encore moins affectées, connaissent, au voisinage des côtes relativement basses, des problèmes d'acidification des sols par suite des marées remontant les bassins.

C'est le cas du village de Djilor situé dans la région de Thiés, département de Mbour, arrondissement de Fimela.

Ce village d'environ 800 habitants, exclusivement paysans, est confronté à un problème de salinité des terres due aux remontées des marées provenant du bras de mer et menaçant la flore.

Afin d'arrêter l'avancée des eaux salées dues à la baisse de la pluviométrie et de l'augmentation du niveau de la mer, les populations avaient d'abord construit une digue en palissades de bois de mangroves remplis d'argile qui n'a pas pu résister aux sollicitations ; par la suite le Ministère de l'Hydraulique avait commencé, en l'absence de toute étude appropriée, la construction d'une digue d'environ 600m, digue restée inachevée.

C'est dans le cadre d'une étude soutenue et d'une réalisation prochaine, que CARITAS DAKAR, en collaboration avec la population locale et avec l'appui financier de la C.E, envisage la conception de deux barrages anti-sels de retenue des eaux de ruissellement du bassin versant de Djilor.

Ces barrages seront destinés à lutter contre la salinité des terres et en même temps serviront à la création de réservoir pour les cultures maraîchères, les rizières et les palmeraies.

Notre étude concerne le barrage 2 munie d'un déversoir de régulation des eaux et de lavage des terres, long d'environ 800 m de long sur le bras de mer au sud du bassin. Le premier servira uniquement d'obstacle aux marées venant du bras de mer.

Il fait suite à l'avant projet réalisé par CARITAS Dakar

La conception et les principales phases d'études et de réalisation seront basées sur des méthodes courantes et des expériences antérieures.

## I. INTRODUCTION

L'objet général des ouvrages d'aménagement est la maîtrise, le contrôle et la régularisation des eaux de surface.

Les projets de barrage, dans cette optique, ont pour objectif de satisfaire certains besoins en eau domestique, des besoins agricoles par l'irrigation des terres, des besoins énergétiques –cas des barrages hydroélectriques ; les barrages sont aussi utilisés pour l'écêtement des crues ou des eaux de ruissellement d'orage des zones urbaines ; l'eau peut être retenue au niveau d'un barrage pour des fins de navigation fluviale, pour soutenir des étiages ou pour faire un lagunage pour pêche et tourisme.

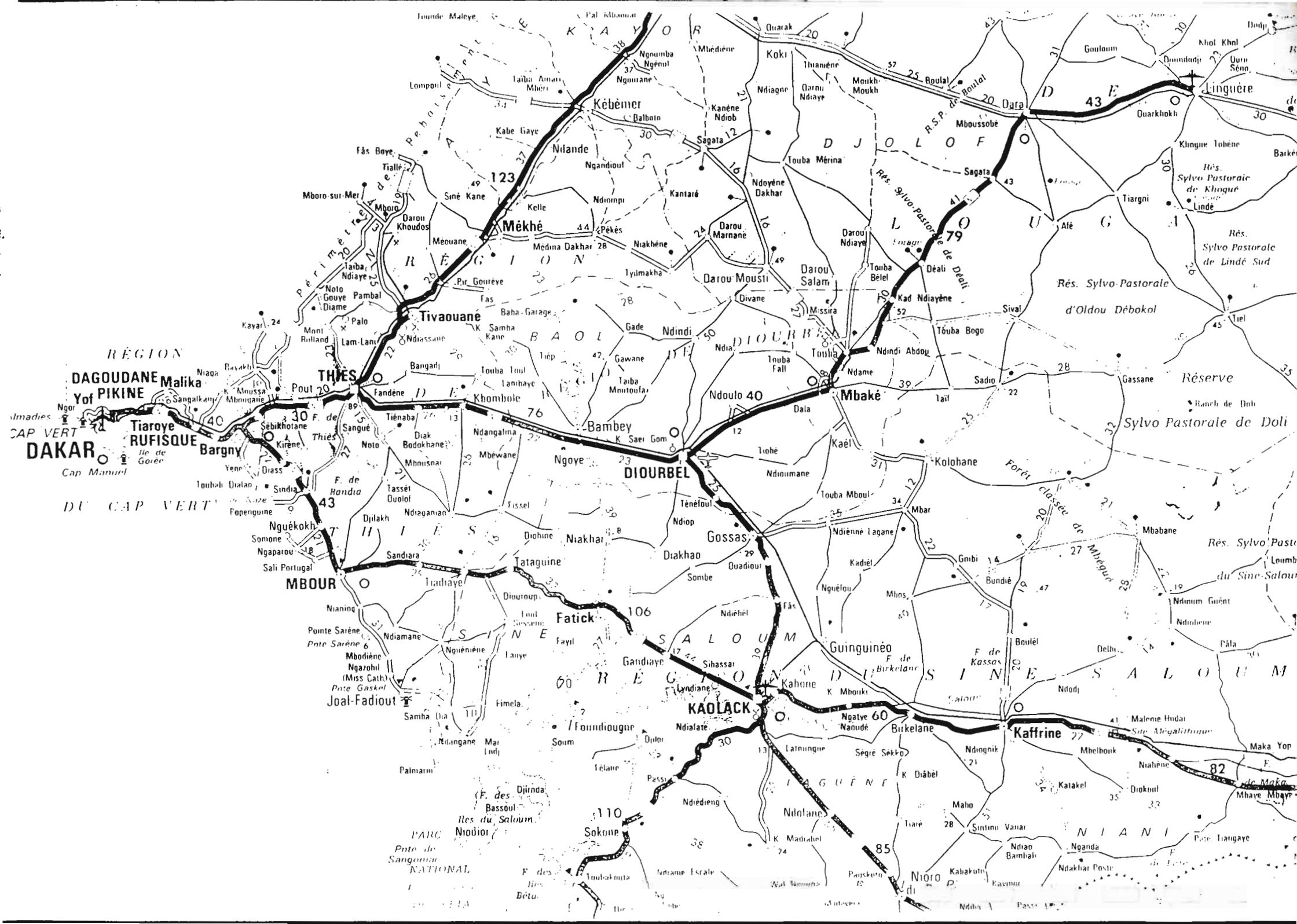
Dans les pays sahéliens les objectifs assignés généralement aux micro-barrages sont surtout :

- L'alimentation en eau des populations et des animaux ;
- Le développement de l'agriculture irriguée ;
- Le pêche-la pisciculture.

Mais quels que soient les objectifs auxquels il doit répondre ; le choix de la conception de l'ouvrage doit se situer à l'aval de certaines études préliminaires. Les principales études préliminaires à mener avant le choix de l'emplacement du barrage sont :

- ↳ Les études topographiques ;
- ↳ Les études géologiques ;
- ↳ Les études hydrologiques ;
- ↳ Les études géotechniques.

Bien sûr en tenant compte également de toutes les conséquences socio-économiques et environnementales inhérentes à sa réalisation.



# CARTE DES DIGUES ANTI SEL A REALISER A DJILOR

Echelle : 1 : 10 000-ème





F19

85 ha

450 ha

Profil  
Digue2 - F19

Digue2



igane

## II. ETUDE TOPOGRAPHIQUE

## **II.1. ZONE D 'ETUDE**

Les travaux topographiques portent essentiellement sur le bassin versant et le site du barrage.

Une bonne connaissance de la topographie du site permet de déterminer ces caractéristiques.

A partir des cartes topographiques, des cartes photographiques, des photographies aériennes de la zone, complétée par des levés topographiques, nous déterminons toutes les données nécessaires concernant l'implantation de l'ouvrage.

## **II.2. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT**

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau peut être défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la section ; tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée : exutoire, pour poursuivre leur trajet vers l'aval ; un bassin versant est séparé de ceux de l'environnement par une ligne de crête.

Le village de Djilor se situe au sud de la petite ville du chef lieu d'arrondissement de Fimela, département de Fatick, région de Fatick.

Il se situe à 70 km au sud-ouest de Fatick, à 80 km de Mbour (via la route de Fatick) et à 120 km à l'ouest de Kaolack.

C'est un village de 800 habitants ; la majorité est de confession catholique et la langue la plus parlée est le sérère, vient ensuite le woolof.

La population est exclusivement agricole et connaît un taux d'immigration des jeunes vers les villes et les centres touristiques tels que Mbour et Joal. Cette immigration a été dernièrement accentuée par la détérioration des conditions climatiques.

La seconde activité économique des populations est le tourisme avec l'existence de deux campements touristiques.

Le tracé sur la carte topographique de la zone d'étude au 1/50 000 (cinquante millièmes), complétée d'une observation du sens de l'écoulement des eaux de ruissellement sur les photographies aérienne et de relevés topographiques aux points stratégiques ainsi que des renseignements recueillis auprès des autorités locales permettent de délimiter le bassin versant.

Sa superficie est de 4.35 km<sup>2</sup>, son périmètre est de 7.94 km

*Voir Figure 1.2*

Parmi les caractéristiques physiques on peut citer :

**a. L'ordre**

Ce bassin versant est d'ordre un.

**b. La forme**

**b.1. Indice de compacité**

L'indice de compacité exprime le rapport du périmètre du bassin versant à celui du cercle de même superficie que le bassin versant.

$$I_{\text{comp}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

$I_{\text{comp}}$  - indice de Gravelius ;

P - périmètre du bassin versant (km) ;

A - superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

$$I_{\text{comp}} = 1.07$$

$I_{\text{comp}}$  est d'autant plus élevé que le bassin versant est allongé, il est égal à 1 pour un bassin versant circulaire.

D'où nous pouvons dire que avec un  $I_{\text{comp}} = 1.07$  notre bassin versant est quasi-circulaire.

## b.2. Indice de Miller

L'indice de Miller compare l'aire du bassin versant à celui du cercle qui aurait le même périmètre que celui du bassin versant considéré.

$$K_M = \frac{A}{A_c} = 4\pi \frac{A}{P^2}$$

A - superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

A<sub>c</sub> - superficies du cercle de même périmètre que celui du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

P- périmètre du bassin versant (km) ;

$$K_M = 0.87$$

Les deux indices ayant des valeurs proche de 1, la forme du bassin versant s'approche de celle d'un cercle et l'écoulement vers l'exutoire n'est pas très rapide.

### c. Le rectangle équivalent

La notion du rectangle équivalent permet de comparer facilement des bassins versant entre eux en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement ; on suppose que l'écoulement sur un bassin versant donné, dans des conditions climatologiques égales, est approximativement le même que sur un rectangle de même superficie ayant le même coefficient de Gravelius et la même répartition hypsométrique, étant entendu que la distribution de sols, de la végétation et de la densité du drainage sont respectés dans les différentes aires comprises entre les courbes de niveau ; il s'agit donc d'une transformation purement géométrique, dans laquelle le contour du bassin versant devient un rectangle de même périmètre, les courbes de niveau de droites parallèles aux petits côtés du rectangle, et l'exutoire, un des petits côtés du rectangle.

A partir des relations suivantes :

$$I_{\text{comp}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \quad , P = 2(L1+L2) \quad \text{et} \quad A=L1L2$$

On obtient :

$$L1 = \frac{KG\sqrt{A}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG}\right)^2} \right]$$

$$L2 = \frac{KG\sqrt{A}}{1.12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG}\right)^2} \right] \quad \text{Pour } I_{\text{comp}} > 1.12$$

Le rectangle équivalent ne peut être calculé que pour  $I_{\text{comp}} > 1.12$  (condition pour avoir une racine dans R) ; pour le bassin versant de Djilor  $I_{\text{comp}} = 1.07 < 1.12$  le rectangle ne peut donc pas être estimé.

#### d. Les Pentes

**Pente longitudinale :**  $I_L = 3 \text{ ‰}$

**Pente transversale :**  $I_T = 0.5 \text{ ‰}$

Ces pentes très faibles confirment que le site est relativement plat.

### **III. ETUDE GEOLOGIQUE**

### **III.1 INTRODUCTION**

Les études géologiques, pédologiques et hydrologiques du bassin versant sont basées sur l'exploitation des «cartes du plan national d'aménagement du territoire Projet U.SSDID / RDI N° 685 – 0233» datant de 1985.

### **III.2 GEOLOGIE, HYDROGEOLOGIQUE ET PEDOLOGIE DU SITE**

#### **III.2.1 Etude Géologique**

Les sols de l'ère quaternaire sont dominants. Ils sont constitués de vases et de sables récents riches en coquilles.

Les argiles, marnes papyracés, calcaires, niveaux phosphates, éocène inférieur hyprésien constituent les sols d'ère tertiaire et n'occupent qu'une faible partie de la zone.

La zone d'étude n'a aucun potentiel métallogénique, ni aucune matière utile, l'indice des minéraux est nul et les cites inexistantes.

#### **III.2.2 Etude Hydrogéologique**

Le bassin versant est constitué de dépôts marins récents. Les principales formations aquifères rencontrées dans la zone étudiée sont :

- a) Le Terminal continental : il correspond aux sables souvent consolidés en grès parfois argileux. On rencontre aussi des argiles et quelques niveaux latéritiques. C'est une formation relativement tendre et facile à creuser, ce qui explique la facilité de mise en œuvre des puits dans cette formation. L'épaisseur moyenne du continental terminal varie entre 20 et 50 m et peut atteindre des fois 100 m dans la zone profonde du bassin sédimentaire.
- b ) L 'Oligo-miocène :constitué d 'oligocènes et miocène. L 'oligocène est caractérisé par des marnes grises et brunes qui apparaissent à la base de la série, alternant avec des calcaires qui, parfois, présentent des caractéristiques phosphatés dans le plateau continental. Cette série s 'amincit rapidement à mesure que l 'on se déplace vers l 'est.

Les sédiments marins du miocène se rencontrent sur la presque totalité du bassin versant sénégal-mauritanien. Il est caractérisé par des argiles dotées de microfossiles et se mélangeant avec les calcaires, les marnes et les calcaires argileux sus-jacents.

#### c) Le Socle cristallin

Le potentiel en eau de la dite zone est variable, la nappe est superficielle-confirmée par les essais à la tarière effectuée le long de l'axe de la zone d'implantation du barrage, saisonnière et la qualité d'eau est bonne.

### **III.2.3 ETUDE PEDOLOGIQUE**

L'étude pédologique du bassin versant nous permet de :

- Dégager les caractéristiques des sols du bassin versant pour une meilleure compréhension des comportements hydrographiques ;
- Indiquer les caractéristiques pédologiques des sols susceptibles d'abriter les retenues d'eau concernant les problèmes liés à l'irrigation des terres et les espèces maraîchères les plus adaptés ;

Le bassin versant de Djilior comprend 3 types de sols :

- a) Sols ferrugineux tropicaux non ou peu lessivés : sont typiques des surfaces d'altération anciennes, ils sont profonds, riches en sesquioxydes mais dépourvus d'alumine libre.
- b) Sols hydromorphes à gleys salés et sols halomorphes salins hydromorphes :sols dominés par des phénomènes d'oxydoréduction dus à un engorgement du moins temporaires du profil et se traduisant par l'apparition de colorations caractéristiques.
- c) Sols halomorphes salins acidifiés et sols hydromorphes organiques.

### A. COUVERTURE VEGETALE

Le bassin versant est constitué de 3 zones principales :

1. Zone cultivée : constituée de savanes arbustives et arborées formées sur plateaux et surfaces pénéplanées. Les cultures y sont essentiellement les arbres fruitiers et le baobab.
2. Tannes ;
3. Vasières dénudées qui sont des bassins d'un marais salant où se dépose la vase et dépourvu de végétation.

### B. UTILISATION ET OCCUPATION DES SOLS

Seule une faible partie de la surface du bassin versant est utilisée ; cette surface peut être divisée en deux (2) catégories selon les usages :

1. Espace occupé par des tannes et vasières dénudées;
2. Zone agricole lors de la saison des pluies; au cours de cette période, les cultures principales sont le mil et le sorgho, l'arachide et les cultures jachères à savane arbustive ou arborée.

### C. APTITUDE DES SOLS

L'aptitude des sols concerne essentiellement leur potentialité pour l'agriculture et la sylviculture : les critères retenus pour la classification sont : la profondeur, la texture, la capacité, le niveau de salinité et d'acidité des sols et aussi le niveau de salinité des nappes et leurs profondeurs.

On distingue ainsi 3 classes d'aptitudes des sols :

1. Classe d'aptitude forestière ;
  2. Classe d'aptitude pastorale ;
  3. Classe d'aptitude agricole.
1. Classe d'aptitude forestière : une bonne partie des terres a été reboisée et protégée tandis qu'il en reste une faible partie dont le reboisement est limité.

2. Classe d'aptitude pastorale : le pâturage n'est exploité qu'en saison sèche ; en effet, il est situé dans la zone inondable en saison des pluies.

3. Classe d'aptitude agricole : dont l'activité se réduit au fur et à mesure que l'acidification des sols s'accroît.

La caractérisation de ces sols montre qu'ils nécessitent des aménagements supplémentaires pour mieux valoriser leurs potentialités. En effet la salinité est une contrainte sérieuse pour les sols hydromorphes, les sols peu évolués d'apports et les sols hydromorphes sursalés des tannes nus.

#### D. DÉGRADATION

- ◆ Dégradation des sols : la dégradation des sols est due principalement à la remontée des sels.
- ◆ Dégradation végétale : selon leurs causes, on distingue 3 types de dégradation sur le bassin versant de Djilor :
  1. Dégradation liée au climat : elle est la plus accentuée, elle varie de 60 à 70%
  2. Dégradation induite l'activité humaine : sévère ;
  3. Dégradation des animaux : sévère.

# Carte de la dégradation des sols.

## Legende

-  Plages et dunes : zone de remobilisation
-  Sols salins et efflorescence salines
-  Sols gravillonnaires

15°

DAKAR

MBOUR

Joal-Fadiout

Yivaouane

Kebernex

Bambey

DIOURBEL

Foundiougne

Toubakouta

Darou Mousti

Mbake

Gossas

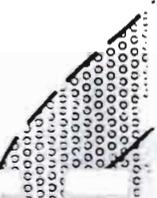
Guinguineo

Birke

déflation intense

14°

déflation intense



## **IV. ETUDE HYDROLOGIQUE**

## **IV.1. INTRODUCTION**

L'aménagement du bassin versant de Djilor est tributaire des ressources en eaux douces. Ces ressources proviennent essentiellement des précipitations (pluies directes) et des ruissellements (écoulements); l'action des eaux souterraines (écoulements hypodermiques et nappes profondes) ne sera pris en compte vue la taille du bassin versant.

## **IV.2. ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE**

Le but de cette étude est de trouver une estimation de la hauteur de pluie annuelle pour une période de 10 ans.

D'une manière générale, suivant la disponibilité des données hydrométriques 3 cas de figures peuvent se présenter :

- Cas où il existe suffisamment de données ; le paramètre à étudier est considéré comme une variable aléatoire à laquelle on fait subir un traitement statistique ;
- Cas où il n'existe pas suffisamment de données ; on tentera d'augmenter la taille de l'échantillon par corrélation avec une série de données des stations avoisinantes ou par une autre technique dans le but de se ramener au cas précédent ;
- Cas où il n'existe presque pas de données ; on est alors obligé de nous tourner vers des méthodes d'estimation à base empirique.

Dans notre cas nous utiliserons la méthode d'analyse statistique compte tenu de l'étendue et de la nature des données pluviométriques en notre possession.

### **IV.2.1. CARACTERISTIQUES DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES**

La pluviométrie du bassin versant de Djilor est assez bien connue grâce aux multiples postes pluviométriques qui existent dans la zone. En plus de la

station de Fimela dont la longueur de l'échantillon est de 25 ans d'observations, nous avons choisi également les stations de Fatick et de Kaolack situés à respectivement 80km et 120 km du site et qui couvrent une période plus longue (75 ans), donc plus représentative.

Ces données permettent un traitement satisfaisant de la pluviométrie de la région.

Ces données pluviométriques nous ont été fournies par le Service de Gestion et de Planification des Ressources Hydrauliques.

Nous essaierons d'ajuster ces données par une loi de distribution appropriée.

Les calculs sont effectués à l'aide du tableur Excel 7.0

#### **IV.2.2 CONTROLE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES**

Pour chacune des échantillons nous faisons un contrôle qualitatif basé sur le calcul de la moyenne mobile.

La moyenne mobile est calculée dans le but de pouvoir amortir les variations brusques, d'éliminer les valeurs extrêmes, de laminer l'ensemble des valeurs pour faire apparaître les tendances longues ou des périodes et de déceler certaines anomalies.

$$Mm = \frac{1}{n} \sum_{(i=1 \text{ à } n)} X_i$$

n - le nombre d'année sur lequel on calcule cette moyenne

Pour notre cas n =5

Les valeurs pour chaque échantillon sont données dans les tableaux 4.2.1,4.2.2 et 4.2.3 et les courbes correspondantes sur les figures 4.2.a, 4.2.b et 4.2.c.

Ces courbes montrent une répartition aléatoire des années de sécheresse et des années humides avec surtout une mise en évidence des sécheresses des années

1970 à 1980. Ces perturbations climatiques coïncident par ailleurs avec le début de la période de salinisation constatée vers les années 1980.

#### **IV.2.3 DETERMINATION DE LA PLUIE ANNUELLE DECENNALE**

Une analyse statistique est faite sur chaque échantillon suivant une démarche commune ; les résultats seront comparés et une seule valeur finale est retenue selon des critères spécifiques.

##### **IV.2.3.1 CHOIX D'UNE LOI DE DISTRIBUTION**

Une fois saisie l'échantillon est classé par valeur croissante.

Nous calculons les fréquences expérimentales de non-dépassement pour chaque

valeur par la formule :

$$F(X_i) = \frac{i}{n} - \frac{1}{2n}$$

$i$  - numéro d'ordre de classement       $n$  - nombre d'observation

Ensuite nous traçons la courbe  $F(X_i)$  et réparons la médiane (Voir figure 4.2.d à 4.2.f). On appelle médiane, la valeur de la variable aléatoire  $x$  ayant une probabilité de dépassement de 0.5.

Nous calculons les autres paramètres de l'échantillon

##### **Les paramètres de tendances centrales**

Moyenne : la moyenne est donnée par :

$$X_m = \frac{1}{n} \sum_{(i=1 \text{ à } n)} X_i$$

$n$  - le nombre d'échantillon disponible

Mode : le mode est la valeur de la variable aléatoire  $x$  qui a une fréquence d'apparition maximale.

##### **Les paramètres de dispersion**

Ils nous renseignent sur le degré de regroupement des observations autour des paramètres de tendance centrale :

L'étendue de l'échantillon  $E = P_{\max} - P_{\min}$

Ecart-type  $\sigma$  :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(X_i - X_m)^2}{n-1}}$$

Si les paramètres de tendances centrales sont voisines (moyenne, mode et médiane) nous pouvons faire l'ajustement à la loi normale.

La moyenne, le mode et la médiane étant voisines nous pouvons que l'étude statistique peut se faire par une distribution normale. (Tableau 4.2.1 à 4.2.3)

D'où nous allons essayer d'ajuster cet échantillon de valeurs à une loi de Gauss.

#### IV.2.3.2 LES PARAMETRES DE LA LOI DE GAUSS

Les paramètres de la loi, la moyenne et l'écart-type nous permettent de décrire l'évolution de la variable théorique.

$$X = X_m + \sigma U$$

Pour Fimela nous aurons  $X = 561.9 + 197.5U$

Pour Fatick nous aurons  $X = 712.352 + 220.141U$

Pour Kaolack Nous aurons  $X = 728.8 + 230.092U$

Avec  $U$  - variable réduite

Pour tracer les droites d'ajustement de chacune des stations en plaçant les points A et B tels que :

	<b>F</b>	<b>Fimela</b>	<b>Fatick</b>	<b>Kaolack</b>
<b><u>A</u></b>	0.05	238	351.3	351.4
<b><u>B</u></b>	0.95	885.8	1073.4	1106.2

### IV.2.3.3 INTERVALLE DE CONFIANCE

Sur une infinité des échantillons d'observations possibles, la valeur  $X_i$  est distribuée suivant une loi normale dont les paramètres sont la moyenne et l'écart-type.

Tous les points doivent être situés à l'intérieure de l'intervalle de confiance tel que :

$$X_i = X_m + \sigma U \pm K \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \beta(F_i)$$

Les tableaux 4.2.4 à 4.2.6 donnent les bornes de l'intervalle de confiance respectives  $[X_{min} ; X_{max}]$  des 3 stations : Fimela, Fatick et Kaolack.

Les points obtenus sont tracés sur un même graphe pour chacune des 3 stations (voir figure 4.2.h à 4.2.j) La loi sera acceptée si au moins  $\alpha$  % (80 %;90%) des valeurs de l'échantillon se trouvent à l'intérieure de l'intervalle de confiance.

Les points étant contenus dans les intervalles de confiance, nous pouvons dire que la loi est acceptable.

### IV.2.3.4 CALCUL DE LA PLUIE ANNUELLE DECENNALE

A partir de la loi de Gauss, nous pouvons calculer les pluies décennales sèche, moyenne et humide.

D'après le paragraphe IV.2.3.2 nous avons :

$$\text{Pour Fimela } X = 561.9 + 197.5U$$

$$\text{Pour Fatick } X = 712.352 + 220.141U$$

$$\text{Pour Kaolack } X = 728.8 + 230.092U$$

Les pluies annuelles sont alors :

**Tableau 4.2.7**

	Pluie annuelle sèche	Pluie annuelle moyenne	Pluie annuelle humide
F	0.1	0.5	0.9
U	-1.28	0	1.28
P <sub>10</sub> - Fimela(mm)	309.1	561.9	814.7
P <sub>10</sub> - Fatick(mm)	430.6	712.4	993.7
P <sub>10</sub> - Kaolack(mm)	434.3	728.8	1023.3

#### **IV.2.4. DETERMINATION DE LA PLUIE DECENNALE PONCTUELLE**

##### **IV.2.4.1 CHOIX D'UNE LOI DE DISTRIBUTION**

Une fois saisi l'échantillon est classé par valeur croissante.

Nous calculons les fréquences expérimentales de non-dépassement pour chaque

valeur par la formule :

$$F(X_i) = \frac{i}{n+1}$$

Nous calculons ensuite les paramètres de l'échantillon.

Les paramètres de tendance centrale : Moyenne, Mode et Médiane.

Les paramètres de dispersion : Ecart-type  $\sigma$ , étendue  $E$ , le coefficient d'asymétrie  $C_s$ , et le coefficient de variation  $C_v$ .

Les résultats sont donnés dans les tableaux 4.4.1 à 4.4.3

La moyenne et le mode sont nettement distincts et la médiane se trouve entre les 2 : notre échantillon peut être ajusté par la loi de distribution de Gumbel.

#### IV.2.4.2 LES PARAMETRES DE LA LOI DE GUMBEL

Les points  $[X_i; F(X_i)]$  sont reportés sur le papier statistique de Gumbel ; ces points peuvent être ajustés par une droite.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

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

1 cm → 50.000 cm.  
500 m.

$\alpha$  - paramètre de dispersion

$u$  - mode

Posons  $Y = \alpha(x-u)$  variable réduite, nous avons  $F(x) = e^{-e^{-Y}}$

L'estimation des paramètres  $\alpha$  et  $u$  par la méthode des moments donne :  $\sigma_N$

$$\alpha = \frac{\sigma_n}{S} \text{ et } u = X_m - \frac{Y_n}{\alpha}$$

On tire du tableau 8.4 des « Notes de cours d'Hydrologie 4.1.1 » que :

n	$Y_n$	$\sigma_n$
75	0.5559	1.1898
25	0.5309	1.0915

L'équation de la droite théorique est donnée par :

$$X = u + \frac{1}{\alpha} y = u + \gamma y$$

$\gamma = \frac{1}{\alpha}$  et  $y = -\ln[-\ln(f(x))]$  avec  $f(x)$  la fréquence de non-dépassement

La droite passant par les points A et B est telle que :

	F	y	X-Fimela	X-Fatick	X-Kaolack
<b>A</b>	0.5	0.3665	74.47	79.37	73.74
<b>B</b>	0.95	2.9702	172.48	147.90	140.63

#### **IV.4.2.3 LES INTERVALLES DE CONFIANCES**

Tous les points doivent être situés à l'intérieure de l'intervalle de confiance telle que :

$$X_{\min} = X_m + \sigma U - K \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \beta(F_i)$$

$$X_{\max} = X_m + \sigma U + K \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \beta(F_i)$$

En admettant un risque de 10 % ( $\alpha = 90\%$ ) de ne pas trouver la valeur dans l'intervalle de confiance. Les valeurs sont données dans les tableaux 3.4.2 à 3.4.4.

Par les figures 4.4.a à 4.4.c notons que 90 % des points sont situés à l'intérieure des intervalles. La loi de Gumbel est bien adaptée pour la distribution des échantillons.

#### **IV.2.4.4. CALCUL DE LA PLUIE DECENNALE PONCTUELLE**

Pour une période de retour de 10 ans, la fréquence  $F = 0.9$ . Au

paragraphe IV.4.2.2 nous avons établi  $X = u + \frac{1}{\alpha} y = u + \gamma y$

La pluie décennale maximale sera donc :

	<b>Fimela</b>	<b>Fatick</b>	<b>Kaolack</b>
<b>P<sub>10</sub> (mm)</b>	145.4	129	122.13

#### **IV.2.5. VALEURS DE DIMENSIONNEMENT**

La valeur de la pluie décennale à retenir pour le dimensionnement d'un ouvrage hydraulique dans un site donné, suite à un traitement statistique adapté des données pluviométriques doit vérifier les conditions suivantes :

- Les données doivent provenir de la station la plus proche du site ;
- Les données doivent être fiables ;
- Les données doivent être représentatives : couvrir une assez longue période ( $n \geq 30$ ) ;

Les données étant issues d'une même source, elles ont une fiabilité égale ; en tenant compte de deux autres critères, la station de Fimela est la plus proche du site de Djilor mais elle ne couvre qu'une période assez réduite ( $n = 25$ ) et le début de cette période correspond à une diminution des pluies (voir IV.2.2 ). Seules les valeurs issues du traitement de l'échantillon de la station de Fatick seront retenues pour l'estimation de la crue décennale car plus proche que Kaolack et surtout couvrant une période longue ( $n=75$ ).

### **IV.3 ESTIMATION DU DEBIT DE PROJET.**

#### **IV.3.1 INTRODUCTION**

L'étude hydrologique a pour objet la détermination des conditions de remplissage de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre la quelle il est nécessaire de protéger le barrage.

La crue appelée crue de projet, dépend de l'importance de l'ouvrage envisagé et des risques que sa destruction fait courir.

A partir des études faites au Sahel et sur les bassins de surface généralement inférieure à 100 Km<sup>2</sup>, les hydrologues de l'ORSTOM et du CIEH ont proposé pour les petits aménagements de calculer les caractéristiques d'une crue décennale qu'on peut estimer assez correctement en zone Soudano-Sahélienne.

Deux méthodes d'estimation opérationnelle de la crue décennale sur un bassin du Sahel peuvent être utilisées :

La méthode ORSTOM (RODIER et AUVRAY , 1965 )

La méthode CIEH (PUECH et CHABI – GONNI, 1984 ).

**Les deux méthodes sont disponibles en annexe ainsi que leurs paramètres et notations**

Nous allons appliquer chacune des méthodes sur le bassin versant de Djilor et faire le choix de la meilleure méthode pour l'estimation de la crue de projet.

#### **IV.3.2 MÉTHODE ORSTOM (RODIER et AUVRAY, 1965 )**

La crue décennale est donnée par la formule :

$$Q_{10} = \frac{\alpha \cdot S \cdot K \cdot P_{10} \cdot K_{R 10}}{t_b}$$

### IV.3.2.3 ESTIMATION DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES

#### 1. Averse journalière

L'exploitation des données pluviométriques annuelles nous donne une hauteur de l'averse décennale de 129 mm. Aussi l'utilisation des cartes de pluie décennale ponctuelle établies par le CIEH pour le Sahel indique une valeur de  $P_{10}$  dans l'intervalle [120,130] mm pour la zone de Djilor ce qui confirme les calculs statistiques.

Donc on considère une hauteur de pluie décennale  $P_{10} = 129$  mm.

#### 2. Coefficient d'abattement

La surface du bassin versant étant de  $4.35 \text{ Km}^2$  donc le coefficient d'abattement sera pris égal à 1.

#### 3. Coefficient de ruissellement $K_{r10}$

Le bassin est de classe de perméabilité  $P_3$  parce que constitué de sable fin de perméabilité moyenne  $10^{-6}$  appartenant à l'intervalle  $[10^{-7}, 10^{-5}]$  ; plage des sols moyennement perméables.

La catégorie de pente est  $R_2$  car le bassin est constitué en grande partie plaine dont la pente longitudinale est 3 m/Km et pente transversale faible.

L'abaque Gr-3 donne  $K_{R10} = 23\%$ .

#### 4. Temps de base :

L'abaque Gr-9 donne  $t_b = 9$  h

#### 5. Coefficient de pointe : $\alpha = \frac{Q_{\max}}{M}$

La surface du bassin étant égale à  $4.35 \text{ Km}^2$  donc la valeur de  $\alpha$  est 2.6

**IV.3.2.4 APPLICATION**

- . Superficie du bassin :  $S = 4.35 \text{ Km}^2$
- . Périmètre du bassin :  $P = 7.94 \text{ Km}$
- . Indice de compacité :  $I_{comp} = 1.07$
- . Indice global de pente :  $I_g = 3 \text{ m/Km}$

Le débit maximum décennal est :

$$Q_{10} = \frac{2.6 * 4.35 * 10^6 * 1.129 * 10^{-3} * 0.23}{9.3600} = 10.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

La lame d'eau ruisselée est :  $129 * 0.23 = 29.67 \text{ mm}$

Le volume ruisselé est :  $29.67 * 4.35 * 10^3 = 129065 \text{ m}^3$

**IV.3.3 MÉTHODE RODIER modifié**

Cette méthode est caractérisée par un coefficient d'abattement  $K$  déterminé par l'équation simplifiée de Vuillaume (1974) établie pour le Sahel et pour les petits bassins versants couvrant des superficies de 1 à 10  $\text{Km}^2$ .

$$K = 1 - 0.001(9 * \log T_r - 0.042 * P_{an} + 152) * \log S$$

$S$ - superficie du bassin versant en  $\text{Km}^2$

$T_r$  - durée de retour de la pluie considérée :  $T_r = 10 \text{ ans}$

$P_{an}$ - hauteur moyenne de précipitation annuelle mm. Le traitement statistique des relevés pluviométriques nous donne une valeur de  $P_{an} = 712.35 \text{ mm}$ .

$$A.N \ K = 1 - 0.001(9 * \log 10 - 0.042 * 712.35 + 152) * \log 4.35 = 0.9$$

Le débit maximum décennal est :

$$Q_{10} = \frac{2.6 * 4.35 * 10^6 * 0.9 * 129 * 10^{-3} * 0.23}{9.3600} = 9.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

### IV.3.4 METHODE CIEH

En estimation nous prendrons  $I_g = 3\text{m/Km}$  la pente moyenne longitudinale.

Nous allons utiliser la méthode des abaques pour l'estimation de la crue décennale par la méthode du CIEH.

#### Application de la méthode des abaques

Zone A.O1 :  $S = 4,95\text{ km}^2$   $Pan = 712,95\text{ mm}$  ;  $Kr_{10} = 0,28$  ;  $I_g = 3\text{ m/km}$

Abaque A avec  $I_g$  et  $S$  :  $Q_{10} = 16\text{ m}^3/\text{s}$

Abaque B avec  $Pan$ ,  $I_g$  et  $S$  :  $Q_{10} = 10\text{ m}^3/\text{s}$

Abaque C avec  $Kr_{10}$  et  $S$  :  $Q_{10} = 14\text{ m}^3/\text{s}$

Abaque D avec  $Kr_{10}$ ,  $I_g$  et  $S$  :  $Q_{10} = 15\text{ m}^3/\text{s}$

Abaque A, B, C, D cf. annexes

La méthode CIEH donne avec l'utilisation des abaques, un débit décennale compris entre 10 et  $16\text{ m}^3/\text{s}$ .

#### RÉCAPITULATION

L'estimation du débit décennale à partir des différentes méthodes a donné les valeurs suivantes :

Méthode	ORSTOM	RODIER modifié	CIEH
$Q_{10} (\text{m}^3/\text{s})$	10	9	10 – 16

#### CONCLUSION

- La méthode statistique du CIEH, calée sur des bassins versants imperméables, donne certainement pour des bassins perméables des résultats incertains.

La méthode déterministe de l'ORSTOM donne des résultats incertains dès que l'hétérogénéité spatiale des pluies devient un phénomène prépondérant.

Vu la petite superficie du bassin versant ( $4,35\text{ km}^2$ ) et le caractère perméable du sol, nous retenons comme méthode d'estimation du débit décennale la méthode de l'ORSTOM qui donne  $Q_{10} = 10\text{ m}^3/\text{s}$ .

Cependant il ne faudrait pas donner une signification trop précise à ce résultat car les paramètres tels que  $t_b$  et  $K_{r10}$  ne sont que des estimations et peuvent varier selon l'état de perméabilité des sols.

Nous prendrons judicieusement un débit décennal de  $Q_{10} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### **IV.3.5 PASSAGE A LA CRUE DE FREQUENCE CENTENNALE**

Du fait que la durée de retour de projet de 10 ans peut être insuffisante selon l'importance de l'ouvrage envisagé et du risque que sa destruction fait courir, plusieurs auteurs ont proposé une estimation du coefficient majorateur  $C$  permettant de passer directement au débit de crue centennale  $Q_{100}$  connaissant le débit de crue décennale  $Q_{10}$ .

$$C = \frac{Q_{100}}{Q_{10}}$$

La méthode «GRADEX» de Guillot et Duband préconise l'utilisation d'un coefficient réducteur  $C$  qui s'exprime par :

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{(T_b/24)^{0,12}}{K_{r10}}$$

où  $P_{10}$  est la pluie journalière de durée de retour 10 ans et  $P_{100}$  celle de durée de retour 100 ans.

Le traitement statistique des données pluviométriques a donné une valeur de  $P_{100} = 220 \text{ mm}$

$T_b$  est le temps de retour :  $T_b = 9 \text{ h}$

**A.N  $C = 3,73$**

$$Q_{100} = C \times Q_{10} = 3,73 \times 12 = 44,76 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 45 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### **IV.3.6 DEBIT DE PROJET**

Pour le choix du projet nous adoptons les recommandations de l'ASEER qui préconise en 1963 de prendre une crue de projet ( de fréquence non précisée ) égale à :  $Q_p = 2 * Q_{10} = 2 * 12 = 24 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_p = 24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le rapport  $\frac{Q_p}{Q_{100p}} = 0.53$  donc le débit de projet retenu est un débit de durée de retour d'environ 50 ans.

#### **IV.5 ETUDE DES MAREES**

La totalité de la surface du bassin versant de Djilor est entourée, des trois cotés sur quatre, par le marigot de Djilor appartenant au bras de mer du Sine. Cependant tout le marigot ne constitue pas une menace pour le bassin versant, seule une partie du cour d'eau, située à l'Est du bassin versant, du fait d'une courbure de chemin, est assez proche du bassin versant.

Avant la construction du premier barrage, les eaux salées envahissaient la partie avale du bassin versant et constituaient les lits mineurs.

Depuis la construction du premier barrage, les eaux salées n'ont jamais franchies et les marées exceptionnelles s'arrêtent au pied de l'ouvrage d'après les autorités villageoises et les renseignements fournis par CARITAS. La salinité actuelle qui a affectée près de la moitié de la surface du bassin versant est principalement due au fait que :

- D'une part la première digue qui a été construite ne renferme ni un ouvrage de vidange ni un déversoir, donc les sels qui se sont déposés avant se sont retrouvés piégés dans le bassin versant et ne peuvent pas en ressortir ;
- D'autre part la bordure avale, du fait des marnages, se sursale en saison sèche à cause des phénomènes de remontée capillaire des eaux de la nappe phréatique, de leur évaporation et de la concentration des sels à la surface du sol. Cette frange capillaire constitue la zone des tannes.

A cause de la taille non importante du marigot de Djilor, et d'ailleurs comme les marée exceptionnelles ne peuvent arriver, au plus, qu'au pied de l'ouvrage sans jamais franchir, nous dimensionnerons le barrage sans tenir compte de l'effet des marées.

Le choix de l'emplacement ou choix du tracé de la digue sera fait de manière à éliminer l'influence des marées sur l'ouvrage.

## V. ETUDE GEOTECHNIQUE

## V.1 INTRODUCTION

L'étude géotechnique permet de traiter, en rapport avec l'étude géologique les questions concernant :

- La stabilité mécanique de l'ouvrage ;
- L'étanchéité des appuis et des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette, de la retenue et la stabilité de ses versants ;
- Les caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction du barrage ;
- la pérennité de la retenue et le comportement de la cuvette.

A partir d'échantillons prélevés sur le terrain (matériau de construction de la digue existante et sol de la cuvette), on effectue des essais de mécanique des sols et des essais hydrauliques en laboratoire.

Ces essais permettront de fournir ou de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux propices à la construction du barrage et à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il faut noter que les essais géotechniques que nous avons effectués nous permettront de confirmer ou non, et de compléter les prestations géotechniques faites par le Laboratoire de Mécanique des sols de l'E.S.P Thiès en 1999 dans le cadre de l'A.P.S(Avant Projet Sommaire) pour le compte de CARITAS.

Les échantillons ont été prélevés à la tarière à des profondeurs variables sur la cuvette, sur la digue.

Dans ce chapitre nous nous garderons de faire l'étalage des procédures d'essai et des étapes intermédiaires de calcul. Nous nous contenterons autant que possible de faire une présentation succincte des résultats d'essais sur les sols de fondation et sur les matériaux d'emprunt.

## V.2 ESSAIS DE LABORATOIRE

### V.2.1 MATERIAU DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE

#### V.2.1.1C ANALYSE GRANULOMETRIQUE

L'analyse granulométrique contribue à l'identification des sols et permet par conséquent d'avoir une première idée des possibilités d'utilisation des sols. La teneur en éléments fins est généralement une information de première importance.

L'analyse granulométrique et sédimentométrique effectuées sur les échantillons prélevés sur le sol de la cuvette a donné la courbe de la **figure 5.1**

- Le coefficient d'uniformité est :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Avec  $D_{60}$  - le diamètre correspondant à 60 % de passant ;

$D_{10}$  - le diamètre correspondant à 10 % de passant.

$$D_{60} = 0.1 \quad D_{10} = 0.01 ;$$

$$\text{D'où } C_u = 10$$

- Le coefficient de courbure est :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

$$D_{30} = 0.04 \quad \Rightarrow \quad C_c = 1.6$$

#### **V.2.1.2 ESSAI DE COMPACTAGE PROCTOR**

Les essais Proctor permettent d'étudier l'aptitude au compactage des sols et notamment de déterminer les densités qu'il est possible d'atteindre en tenant compte de la teneur en eau naturelle du sol. Dans la pratique le compactage est l'ensemble des opérations qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Il permet de :

- Resserrer la texture du matériau ;
- Réduire les possibilités de déformation du terrain ;

- Améliorer la capacité portante du sol.

Un essai de Proctor standard et un essai de Proctor modifié ont été effectués sur le matériau de construction de la digue, donc avec des marges de compactage différentes pour pouvoir disposer de variantes selon le type de matériel disponible pour le compactage au terrain.

**Figure 5.2 ; 5.3 ; et 5.4**

### V.2.1.3 LES LIMITES D'ATTERBERG

La détermination des limites d'Atterberg est le principal essai d'identification pour les sols fins et cohésifs, et permet également d'étudier les possibilités d'utilisation ou de stabilisation des sols.

Dans la pratique les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau caractérisant le passage d'un sol argileux.

- De l'état boueux à l'état plastique : limite de liquidité  $W_L$
- De l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité  $W_P$
- A l'état solide avec fente de retrait : limite de retrait  $W_R$

L'indice de plasticité  $I_P = W_L - W_P$

Ces limites sont déterminées par des essais portant sur la fraction fine (diamètre des grains  $< 0.5$  mm). On dira que le sol contient plus d'argile que  $I_P$  est d'autant plus élevé.

- $I_P > 10$  pour un sol assez argileux ;
- $I_P > 30$  pour un sol très argileux.

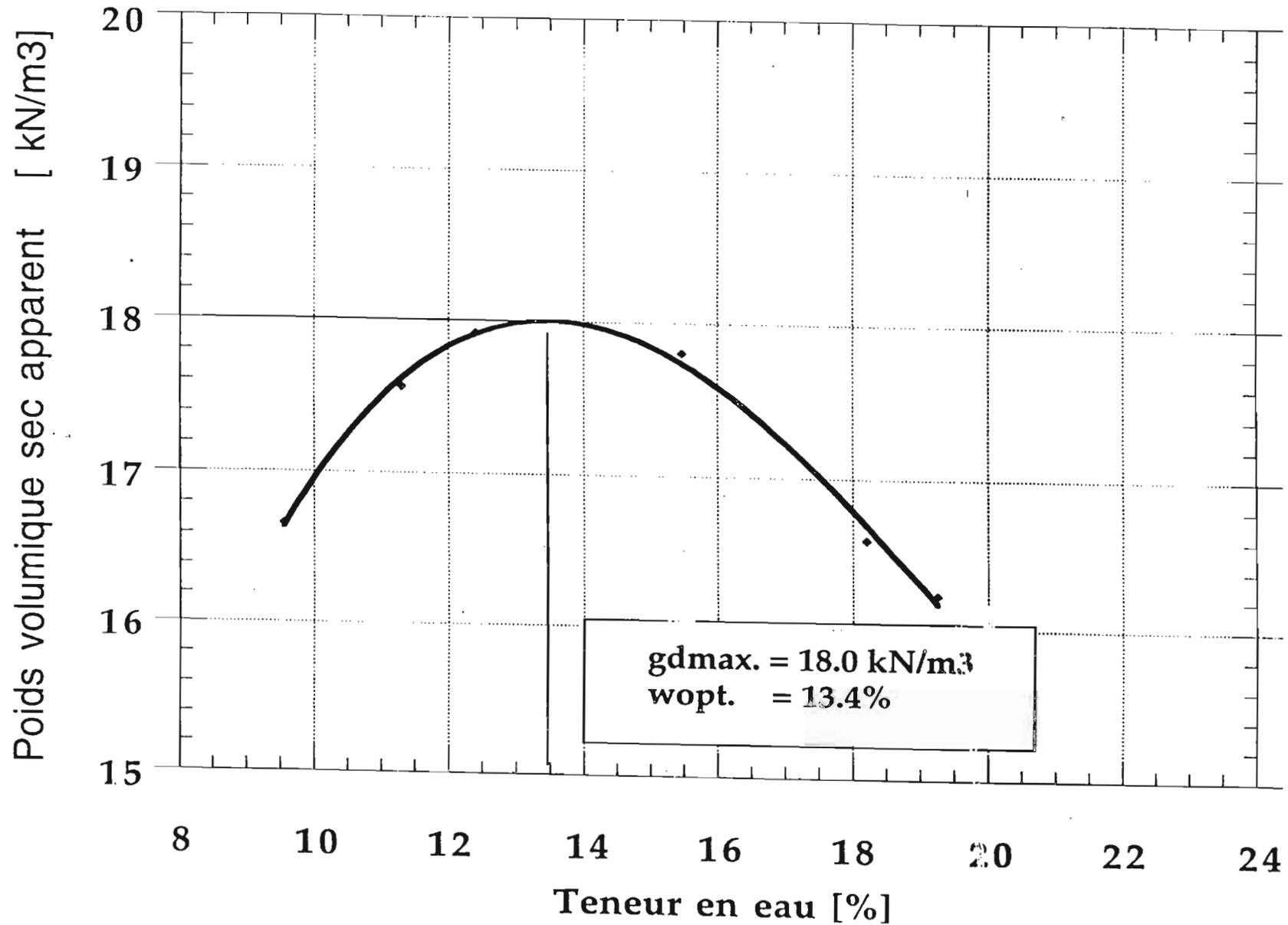
Les limites d'Atterberg ou limites de consistance permettent de :

- Classer les sols fins ;
- Estimer la résistance au cisaillement du sol ;
- Estimer la compressibilité d'un sol.

Résultats des essais : voir annexe.

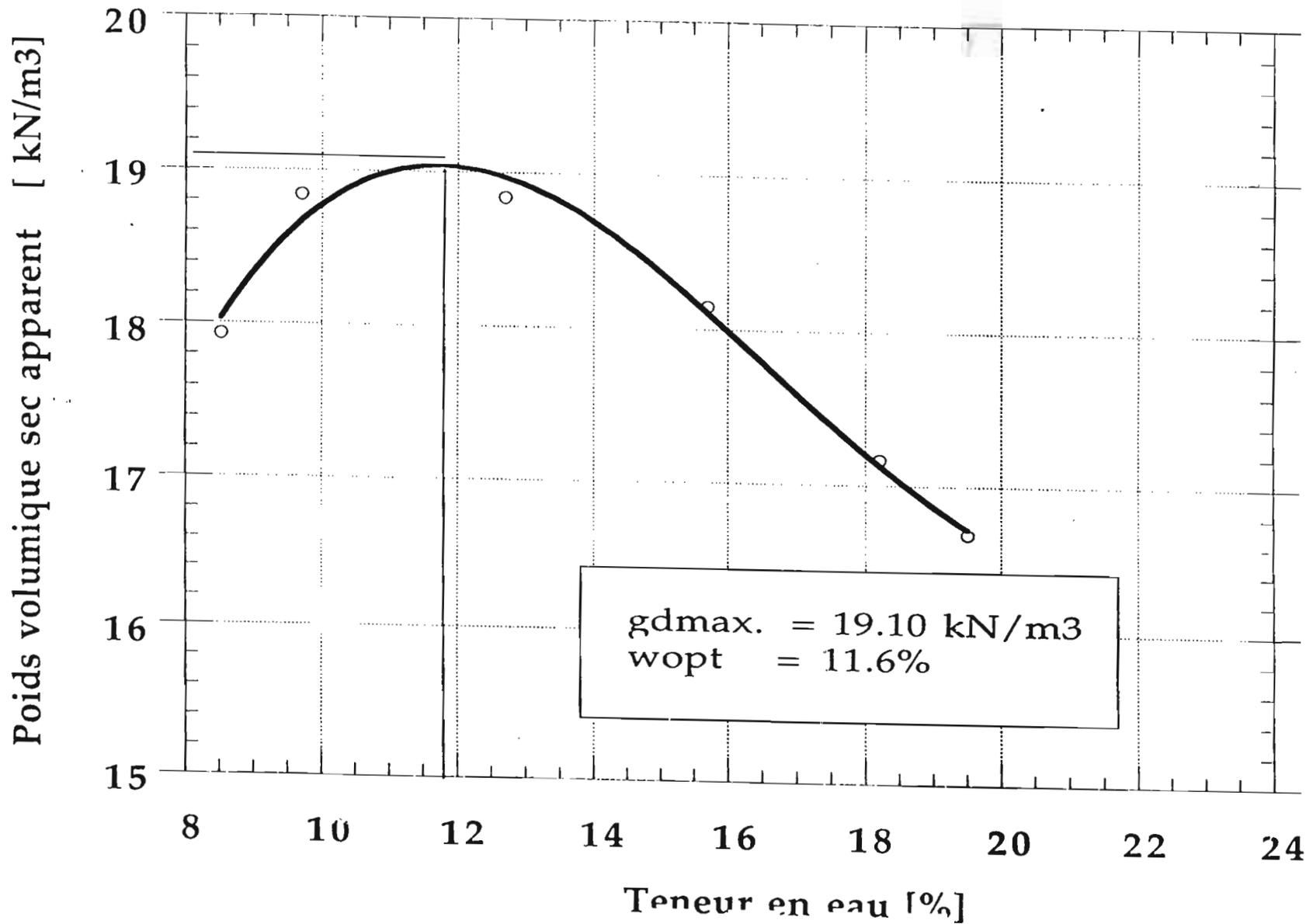
Figure 5.3

— Energie de compactage = 593 kJ/m<sup>3</sup>



figurv 5.4

—○— Energie de compactage = 2174 kJ/m<sup>3</sup>



La présence de poches argileuses sous estime la quantité de fines de l'échantillon et explique la variation des limites d'Atterberg dans les proportions suivantes sur deux essais réalisés.

$W_L$  variant de 25 à 28 % en moyenne sur des essais et  $W_P$  de 12 à 15 % ce qui correspond à des  $I_P$  variant de 10 à 16 %. Ces valeurs indiquent que le sol de construction de la digue est moyennement plastique.

#### **V.2.1.4 CLASSIFICATION DU SOL DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE**

La classification est réalisée à partir des essais d'identification : granulométrie et limites d'Atterberg. Cette classification permet d'avoir une première idée globale des caractéristiques du sol :

- En fonction de la taille des particules et des coefficients  $C_u$  et  $C_c$ , selon la classification USCS ce sol est un SC-CL (sol sableux et argileux mal gradué) ;
- La classification des sols par la méthode AASHTO indique que le sol est A-6 (limon argileux) ;
- Selon l'abaque de plasticité de Casagrande la classification de ce matériau est CL (Argile moyennement plastique).

Donc le sol de construction de la digue est un limon argileux et sableux mal gradué et moyennement plastifié.

### **V.2.2 SOL DE LA CUVETTE**

#### **V.2.2.1 ANALYSE GRANULOMETRIQUE**

L'analyse granulométrique effectuée sur les échantillons prélevés sur la cuvette nous montre que nous avons un sable fin avec une dimension maximale des particules inférieure à 0,7 mm. La courbe granulométrique est plus ou moins étalée et montre que 97 % des éléments ont des dimensions inférieures à 0,5 mm contre 5 % d'éléments inférieurs à 0,05 mm et la portion de particules diamètre inférieur à 5 mm est nulle.

**\*\* FIGURE 5.3 \*\***

- coefficient d'uniformité :

$$D_{60} = 0.18 \text{ mm et } D_{10} = 0,09 \quad \text{d'où} \quad C_u = 2$$

- Le coefficient de courbure :

$$\text{avec } D_{30} = 0,15 \quad \text{on a} \quad C_c = 1,38 \cong 1,4$$

Selon la méthode USCS le sol de la cuvette est de classe SP

**V.2.2.2 ESSAI DE PERMEABILITE**

La perméabilité est l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression

Deux essais de perméabilité ont été effectués sur le sable de la cuvette avec des perméamètres à charge constante.

**Essai n°1** : Le sol a été mis en place par couche de 5 cm avec un léger compactage (5 coups par couche, un poids d'un kilogramme et une hauteur de chute d'environ 10 cm) et une teneur en eau de 6 %.

Le temps de saturation est de 8 jours.

Essai n°	Temps t (s)	Débit Q (cm <sup>3</sup> )	Température T(°c)
1	135	74222.66	25
2	120	663.31	25
3	60	520.69	25
<b>Moyenne</b>	<b>115</b>	<b>642.22</b>	<b>25</b>

$$K_T = \frac{Q.L}{A.h.t} = \frac{642.22 \times 30}{151.47 \times 100 \times 115} = 11,06.10^{-5} \text{ m/s}$$

on considère  $\frac{\eta_T}{\eta_{20}} = 0,9$

d'où  $k_{20} = k_T \times \frac{\eta_T}{\eta_{20}} = 9,95.10^{-5} \text{ m/s}$

Donc le coefficient de perméabilité est :  $k = 9,994.10^{-5} \text{ m/s}$

(l'appareil dont nous disposons ne nous permet pas de mesurer des perméabilités beaucoup plus faibles).

**Essai n°2 :** Le sol a été mis en place par couche de 5 cm avec un léger compactage (10 coups par couche, un poids d'un kilogramme et une hauteur de chute de 20 cm) et une teneur en eau de 10 %.

Le temps de saturation est de 10 jours.

Essai n°	temps t (s)	Débit Q (cm <sup>3</sup> )	Température T(°c)
1	75	185.0	25
2	90	207.4	25
3	60	148.8	25
<b>Moyenne</b>	<b>75</b>	<b>180.4</b>	<b>25</b>

$$K_T = \frac{QL}{A.h.t} = \frac{180,4 \times 30}{151,47 \times 100 \times 75} = 4,75.10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$\eta_T/\eta_{20} = 0,9$$

d'où  $K_{20} = K_T \times \frac{\eta_T}{\eta_{20}} = 4,27.10^{-3} \text{ m/s}$

Donc le coefficient de perméabilité est  $4.27.10^{-5} \text{ m/s}$ .

- Le sol contient environs 5 % de particules de diamètre inférieur à 0.075 mm et  $D_{10} = 0.1$  mm. La formule de HAZEN :  $k = C D_{10}^2$  (en m/s)

Où  $D_{10} = 0.1$  mm et  $C = 0.01$  (valeur moyenne)

D'où  $k = 5.10^{-5}$  m/s

### **V.3 SYNTHÈSE DES RESULTATS**

Les essais d'identification ont montré que :

- Le sol de la cuvette est un sable fin uniforme rouge orange ;
- Le matériau de construction est un limon argileux sableux.

Les différents essais sur ces deux sols ont donné les résultats suivants :

#### **ANALYSE GRANULOMETRIQUE**

\* Sol de la cuvette (sable fin)

- éléments inférieurs à 0.5 mm = 97 %
- éléments inférieurs à 0.05 mm = 5 %
- éléments inférieurs à 0.5 mm = 0 %
- $C_u = 2$  et  $C_c = 1.4$

\* Sol du noyau (limon argileux)

- éléments inférieurs à 0.5 mm = 100 %
- éléments inférieurs à 0.05 mm = 40 %
- éléments inférieurs à 0.5 mm = 6 %

-  $C_u = 10$  et  $C_c = 1.6$

#### **LIMITES D'ATTERBERG (LIMON ARGILEUX)**

La présence de poches argileuses sous estime la qualité de fines de l'échantillon et explique la variation des limites d'Atterberg dans les proportions suivantes (pour deux essais réalisés) :

$W_L = 25$  à  $28$  %

$W_P = 12$  à  $15$  %

$$I_p = 10 \text{ à } 16 \%$$

### ESSAIS DE COMPACTAGE PROCTOR (LIMON ARGILEUX)

Les essais de compactage ont donné à l'optimum, un poids volumique sec apparent maximum de :

- Proctor standard :  $E = 593 \text{ Kg} / \text{m}^3$

$$\gamma_{dmax} = 18 \text{ Km}/\text{m}^3 \text{ avec } W_{opt} = 13,4\%$$

- Proctor Modifié :  $E = 2174 \text{ Kg}/\text{m}^3$

$$\gamma_{dmax} = 19 \text{ Km}/\text{m}^3 \text{ avec } W_{opt} = 11,6\%$$

### ESSAI DE PERMEABILITE (SABLE FIN)

- La perméabilité est mesurée sur un sol remanié, la compacité est la référence utilisée.

En estimation la perméabilité est de l'ordre de  $k = 10^{-6} \text{ m/s}$  (densité supérieure à celle de l'essai)

## V.4 CONCLUSION

En fonction des résultats obtenus les analyses suivantes peuvent être déduites :

- Les granulométries aussi bien du matériau de noyau que du sol de la cuvette sont assez correctes ;
- Les valeurs d'essais de limites d'Atterberg indiquent que le limon argileux est moyennement plastique ;
- Les résultats des essais de perméabilité et approximations indiquent que la compacité de sol en place est importante pour estimer convenablement les infiltrations dans la cuvette.
- La courbe de compactage n'atteint pas le degré de saturation 100% quelque soit l'effort de compactage et la teneur en eau ;

- En augmentant l'effort de compactage on tend à augmenter la densité sèche en diminuant la teneur en eau optimale ;

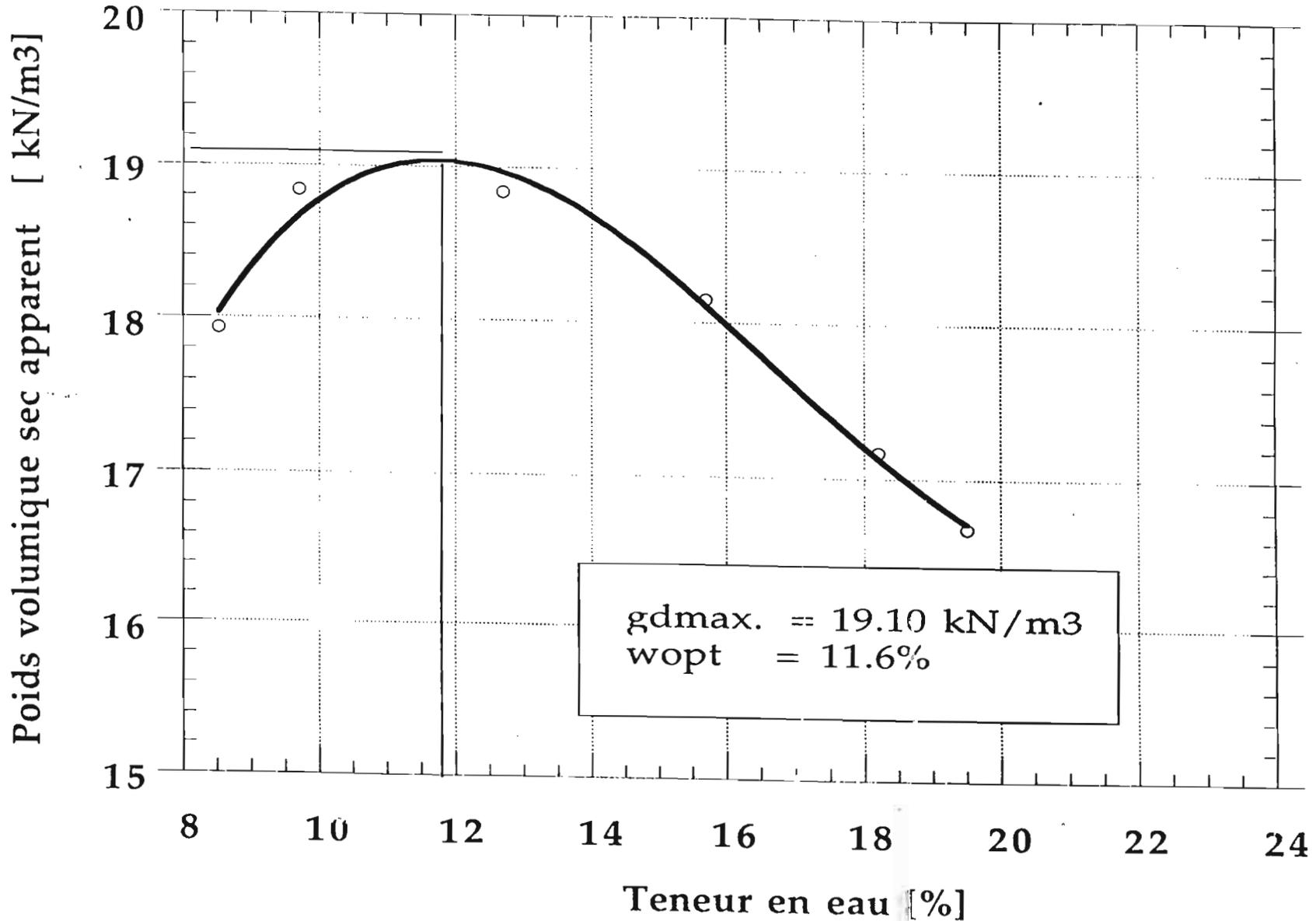
Tenant compte des conditions éventuelles d'exécution des travaux sur le chantier, nous retiendrons un compactage avec la plus faible énergie (593 Kg/m<sup>3</sup>) ce qui donne une densité sèche maximale  $\gamma_{dmax} = 18 \text{ kN/m}^3$  et un teneur en eau optimale  $W_{opt} = 13,4\%$ .

En tenant compte du fait que les argiles compactées séchées d'optimum ont une plus grande résistance que celles compactées humides d'optimum, on choisit judicieusement :

$$\gamma_{dmax} = 18 \text{ kN/m}^2 \text{ avec } W_{opt} = 13\%.$$

figurv 5.4

—○— Energie de compactage = 2174 kJ/m<sup>3</sup>



**B. DEUXIEME PARTIE : ANALYSE TECHNIQUE ET  
DIMENSIONNEMENT**

## **I. CHOIX DU TRACE**

Le site ou on doit implanter l'ouvrage devra être choisi en tenant compte des contraintes en aval du barrage. La remontée des eaux de marée ne doit pas arriver jusqu'au niveau de notre site.

A la lumière de l'étude topographique du site et des visites que nous avons effectuées sur le bassin versant, le profil de l'ouvrage existant pour l'implantation de la nouvelle digue, nous paraît e mieux indiqué pour deux raisons principales :

- C'est l'endroit du bassin versant qui présente une topographie permettant de construire le barrage le moins long possible ;
- C'est l'emplacement le plus favorable pour une exploitation rizicole de la retenue car présente une topographie plane juste dans la partie amont qui peut permettre le stockage d'un grand volume d'eau.

## **II. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE**

La digue existante -d 'environs 800 m de long, 3 m de large et de 0.91 m de hauteur, nous incite à choisir une digue en terre homogène sans noyau d'étanchéité avec une tranchée d 'ancrage et équipé d 'un drain de pied.

D'autres critères aussi justifient ce choix :

- Les essais de laboratoire effectués sur le matériau de remblai sont concluant quant à son utilisation pour la construction des barrages en terre,
- ce choix assure la disponibilité du matériau sur le site, ce qui constitue un avantage économique pour ce projet à but humanitaire ;
- La facilité de mise en œuvre des barrages homogènes relativement aux autres types de barrages en terre : les barrages à noyau et ceux à masque amont.

### HAUTEUR DE CRETE

La hauteur de la digue est la cote maximale du plan d'eau dans la retenue majorée, de la lame d'eau au dessus du déversoir et de la revanche. Cette retenue correspond au volume nécessaire pour satisfaire les besoins, augmentée par les pertes.

Données du projet :

- La hauteur normale de la retenue  $H = 0.9$  m ;
- La lame d'eau au-dessus du déversoir  $h = 0.5$  m ;

L'action de la marée n'étant pas prise en compte, le calcul de la revanche qui tient compte dans le dimensionnement de la hauteur des vagues ne peut se faire avec les formules d'estimation, nous prendrons une revanche  $R = 0.6$  m ;

Donc la hauteur du barrage est :  $E = H + R + h = 0.9 + 0.6 + 0.5 = 2$  m

### LARGEUR EN CRETE

La largeur en crête doit être suffisante afin de permettre la circulation d'engins œuvrant à la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Nous calculons cette largeur en crête par les méthodes suivantes :

- KNAPPEN :  $L_c = 1.65 \sqrt{H} = 1.65 \sqrt{0.9} = 1.57$  m
- PREECE :  $L_c = 1.1 \sqrt{H} + 1 = 1.1 \sqrt{0.9} + 1 = 2.04$  m

Nous choisissons une largeur en crête de 2 m.

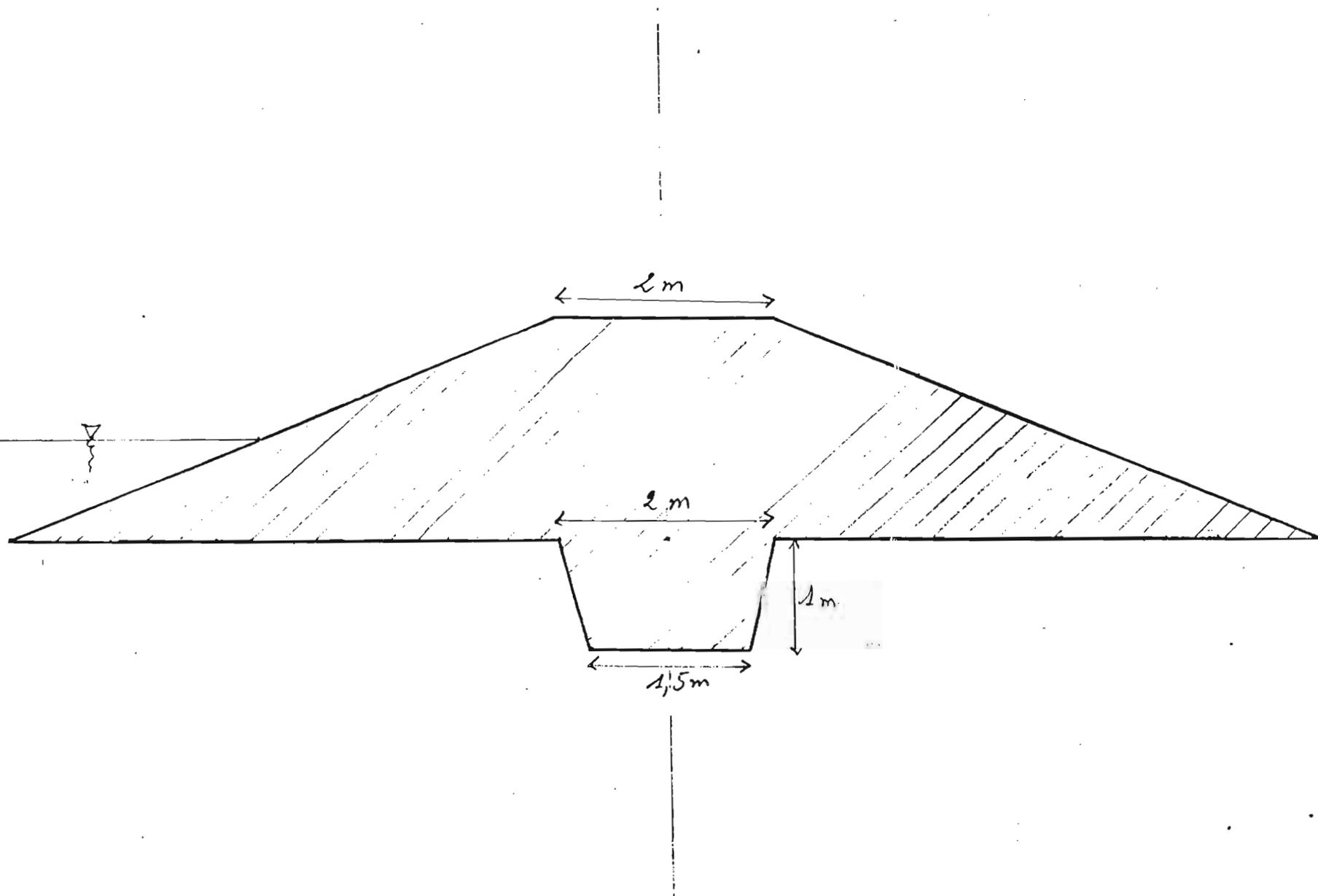
### PENTE DU TALUS

Elle est fixée par les conditions mécaniques du massif et de sa fondation.

Nous considérons une pente de **2.5/1**

Notre digue sera calée à une hauteur de 2 m avec une largeur en crête e 2 m, elle sera du type homogène en matériau limino-argileux, matériau qui offre une étanchéité satisfaisante.

Figure II,2.1: DIGUE COUPE A L'ECHELLE 1/50



Nous adopterons un fruit de talus amont et aval de 2.5 / 1 pour limiter le volume de remblai et surtout pour assurer la stabilité de la digue.

Elle sera munie d'un drain aval afin de rabattre la ligne phréatique et réduire les soupresions (pressions interstitielles) qui peuvent compromettre la sécurité des talus par rapport au glissement.

Notre sol de fondation est constitué de sable fin peu consolidé ,après avoir étudié la stabilité de l'ouvrage, nous calculerons les infiltrations à travers la digue et la fondation avant de donner le profil type retenu.

Nous parlerons afin de l'ouvrage de vidange et évacuateur de crue qui fera l'objet d'une étude à part suivant le même cheminement.

### III. ETUDE DE STABILITE

Nous avons vu avec les sondages effectués à différents points du site montrent que les sols de fondation étaient homogènes : c-à-d qu'ils ont une épaisseur de couche compressible constante caractérisée par une résistance en pointe  $R_p$  identique. Nous étudierons donc la stabilité en une seule section- type pour tout le barrage.

A cause des comportements parfois imprévisibles des sols fins, nous ferons les hypothèses les plus défavorables sur le sol de fondation.

- Epaisseur :5 m
- Cohésion non-drainée  $C_u$  : 5 kN/m<sup>2</sup>
- Angle de frottement  $\varphi = 20^\circ$
- $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$

Nous vérifierons la sécurité par rapport à la portance du sol et celle par rapport à un éventuel glissement des talus.

Ces facteurs de sécurité conditionneront notre prise de décision sur :

- L'étalement des travaux afin de gagner en consolidation si la cohésion du sol d'assise s'avère insuffisante ;
- Amélioration de la cohésion du sol d'assise (qui ne peut être excavé) par traitements appropriés ;
- Augmentation l'angle des talus.

Compte tenu des coûts supplémentaires que ces 2 dernières solutions engendreraient, nous retiendrons, si besoin est, la première sous réserve que les risques de submersion de notre digue sont minimales.

### III.1 STABILITE PAR RAPPORT A LA PORTANCE DU SOL

Parmi les instabilités que pourraient subir l'ouvrage, le poinçonnement de la fondation peu consolidée est le plus à craindre. Ce poinçonnement résulterait de la rupture du sol sous des contraintes supérieures à sa capacité portante.

Calculons le facteur de sécurité en assimilant le remblai à une semelle superficielle à base lisse de largeur.

$$B = (2 + 2.5 * 2 * 2) = 12 \text{ m}$$

Pour une semelle rectangulaire, la capacité portante est donnée par la formule :

$$q_d = (1 + 0.2 * \frac{B}{L}) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + (1 + 0.2 \frac{B}{L}) c N_c$$

Pour une semelle continue  $\frac{B}{L} \rightarrow 0$

Pour une semelle superficielle

Pour  $\phi = 20^\circ$  on a :  $N_\gamma = 5.39$     $N_q = 6.4$    et    $N_c = 14.83$

$$q_d = 512.29 \text{ kN/m}^2$$

Contrainte engendrée par le remblai P :  $P = \gamma H = 18 * 3 = 54 \text{ kN/m}^2$

Le coefficient de sécurité  $F = \frac{q_d}{P} = 9.5$

La valeur de ce facteur de sécurité, est largement suffisante : le site a une capacité de supporter un remblai plus important.

### **III.2 STABILITE PAR RAPPORT A UNE RUPTURE CIRCULAIRE**

C'est en général le mode de rupture le plus fréquent des talus ; en admettant que la rupture a lieu suivant une surface de glissement de forme cylindrique/circulaire, elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface.

Il existe plusieurs méthodes de calcul selon les hypothèses fixées au préalable sur les interactions entre les tranches et sur les pressions interstitielles.

La méthode la plus couramment utilisée est celle de FELLENIUS perfectionnée par BISHOP.

Selon cette méthode on considère qu'il n'y a pas d'interaction dans la 3<sup>ème</sup> dimension du barrage- la dimension transversale à la vallée. Cette approximation est d'autant plus valable que la longueur du barrage suivant cette direction est plus grande que la longueur de l'arc de rupture, ce qui est vérifié dans notre cas. Cette hypothèse étant faite, nous traçons sur une coupe transversale du barrage, plusieurs cercles de glissement et recherchons celui dont le coefficient de sécurité est le plus faible c.-à-d. le cercle le plus critique.

La méthode de calcul utilisé est celle de BISHOP simplifiée appliquée par le programme d'ordinateur «STABEPT ». Cette méthode est basée sur l'étude de l'équilibre d'une tranche du talus verticale d'épaisseur unitaire limitée par un cercle de glissement. La distribution des pressions est celle résultant de l'écoulement dans le barrage.

Pour notre cas ces vérifications ne seront pas faites étant donné que pour les micro-barrages de moins de 10 m de hauteur, dès lors que nous adoptons des pentes de 2.5/1 recommandées, la stabilité des talus par rapport au glissement est assurée.

#### **IV. ETUDE DES INFILTRATIONS DANS LE BARRAGE ET DANS LA FONDATION**

Un barrage en terre ne peut être complètement étanche : il existe des circulations permanentes d'eau à travers la digue et ses fondations ;

Les études des infiltrations ont pour objet de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation ou plus exactement la ligne phréatique du massif du barrage ;
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif ;
- Le débit de fuite.

##### **IV.1 ESTIMATION DU DEBIT DE FUITE**

Les infiltrations provoquent des fuites d'eau à travers la digue et sous la fondation ; ces fuites doivent être limitées, à défaut d'être empêchées complètement, à de faibles valeurs de sorte que le volume stocké soit constamment suffisant pour la satisfaction des besoins prédéfinis.

Il existe deux méthodes d'estimation du débit de fuite :

- La méthode graphique ;
- La méthode analytique.

##### **VI.1.1 LA METHODE GRAPHIQUE**

C'est la méthode la plus simple mais la moins précise de résolution des problèmes d'écoulements en milieux poreux. Elle consiste à tracer au jugé, des lignes de courant d'un écoulement et à adapter ensuite les lignes équipotentielles (ou inversement) de manière à obtenir un réseau à mailles carrées ou voisines des carrées qui respecte les conditions aux limites.

Le tracé des réseaux se fait par essais successifs selon les étapes suivantes :

- Tracer la ligne de saturation : la méthode utilisée est celle de KOZEN ;

- Définir les lignes de courant et équipotentiels limites ;
- Tracer les lignes de courant en remarquant que la distance est d'autant plus petite que le rayon de courbure est petit ;
- Tracer les équipotentiels qui doivent former avec les lignes de courant un réseau orthogonal ;
- Vérifier enfin qu'en traçant les diagonales, elles forment aussi un réseau orthogonal.

Le débit de fuite par mètre linéaire de barrage peut être calculé par la formule :

$$Q = \frac{N_f * K * H}{N_q}$$

Avec  $N_f$  : nombre total de canaux d'écoulement ;

$N_q$  : nombre de canaux de chute de potentielles ;

$K$  : coefficient de perméabilité ;

$H$  : charge hydraulique.

## **IV.1.2 LA METHODE ANALYTIQUE**

### **IV.1.2.1 INFILTRATIONS A TRAVERS LA DIGUE**

C'est une méthode directe d'estimation du débit de fuite à travers la digue. Elle se base sur les paramètres suivants :

- $H$  : la charge de l'eau (Tirant d'eau) ;
- $d$  : largeur en base du barrage diminuée de  $0.7 * b$  et de la longueur du drain si drain il y a.
- $b$  : projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;
- $K_r$  : coefficient de perméabilité du remblai de la digue ;
- $\alpha$  : angle du talus naturel.

Pour un massif isotrope, le débit de fuite à partir de la loi de DARCY est donnée par :

$$30^\circ < \alpha < 180^\circ : Q = K_r [ \sqrt{d^2 + H^2} - d ]$$

$$\alpha < 30^\circ : Q = K_r [ \sqrt{d^2 + H^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cot^2 \alpha} ] \sin^2 \alpha$$

Avec Q en m<sup>3</sup> / s      K<sub>r</sub> en m / s      H en m      et      d en m

#### CALCUL DU DEBIT DE FUITE A TRAVERS LA DIGUE :

La formule de HAZEN donne  $K = C D_{10}^2$  (m/s)

$$D_{10} = 0.01 \text{ mm} \quad \text{et } C = 0.01 \text{ (valeur moyenne) ;}$$

$$K = 10^{-6} \text{ m/s}$$

Néanmoins une perméabilité de l'ordre de  $3 \cdot 10^{-7}$  m/s peut être utilisée vu que le remblai sera mis en place par compactage.

$$H = 0.9 \text{ m} \quad \alpha = 22^\circ \quad b = 2.25 \text{ m} \quad d = 6.4 \text{ m}$$

$$\text{A.N : } q_1 = 3 \cdot 10^{-7} * [ \sqrt{0.9^2 + 6.4^2} - \sqrt{6.4^2 - 0.9^2 \cot^2 22^\circ} ] * \sin^2 \alpha = 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s.ml}$$

Le débit de fuite par jour à travers la digue est :

$$Q_1 = q * 800 * 24 * 60 * 60 = 1.4 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### IV.1.2.2 INFILTRATION A TRAVERS LA FONDATION

Elle est donnée par la formule analytique suivante :

$$Q = 0.5 * K_r * H * \text{Log} \left[ \frac{\frac{2T}{B} + \sqrt{1 + 4 \frac{T^2}{B^2}}}{\frac{2F}{B} + \sqrt{1 + 4 \frac{F^2}{B^2}}} \right]$$

Avec K (m / s) : valeur moyenne du coefficient de perméabilité de la fondation;

H (m) : charge d'eau ;

T (m) : profondeur de la couche perméable ;

TRAJECTOIRE DE L'EAU A TRAVERS LE BARRAGE

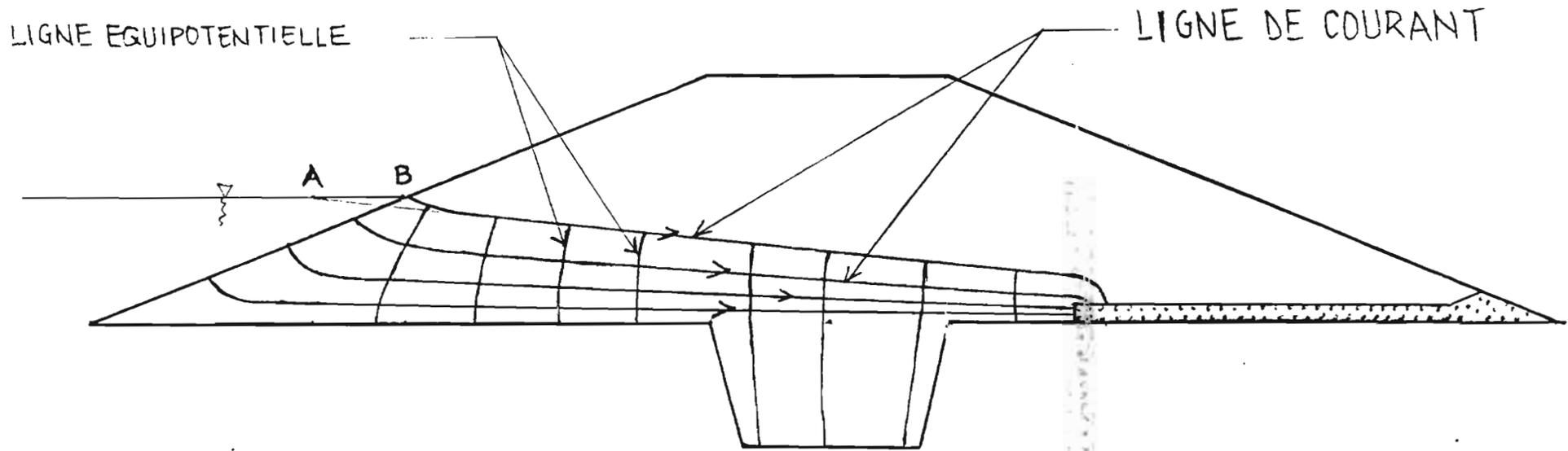


Figure II.4.2

TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION

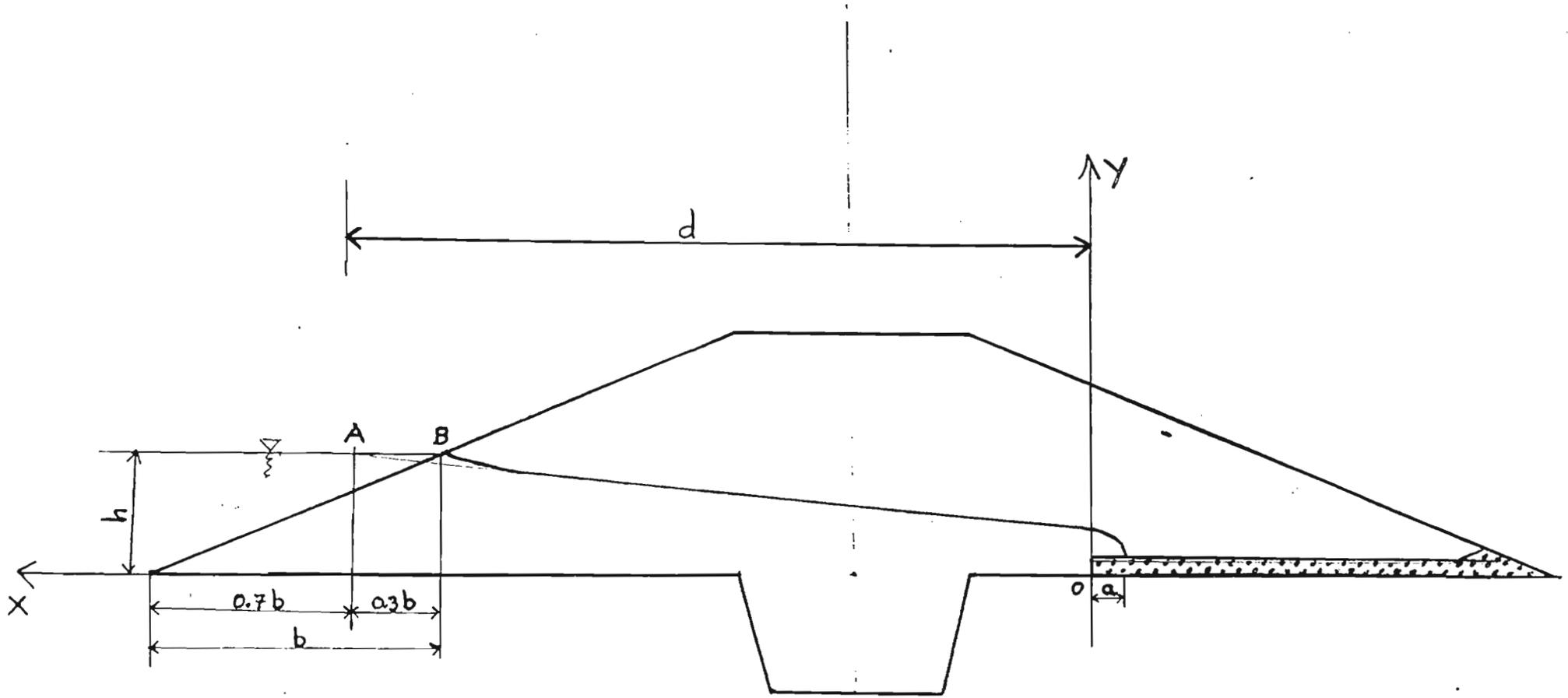


Figure II 4-4

# DEBIT DE FAITE A TRAVERS LA FONDATION PERMEABLE

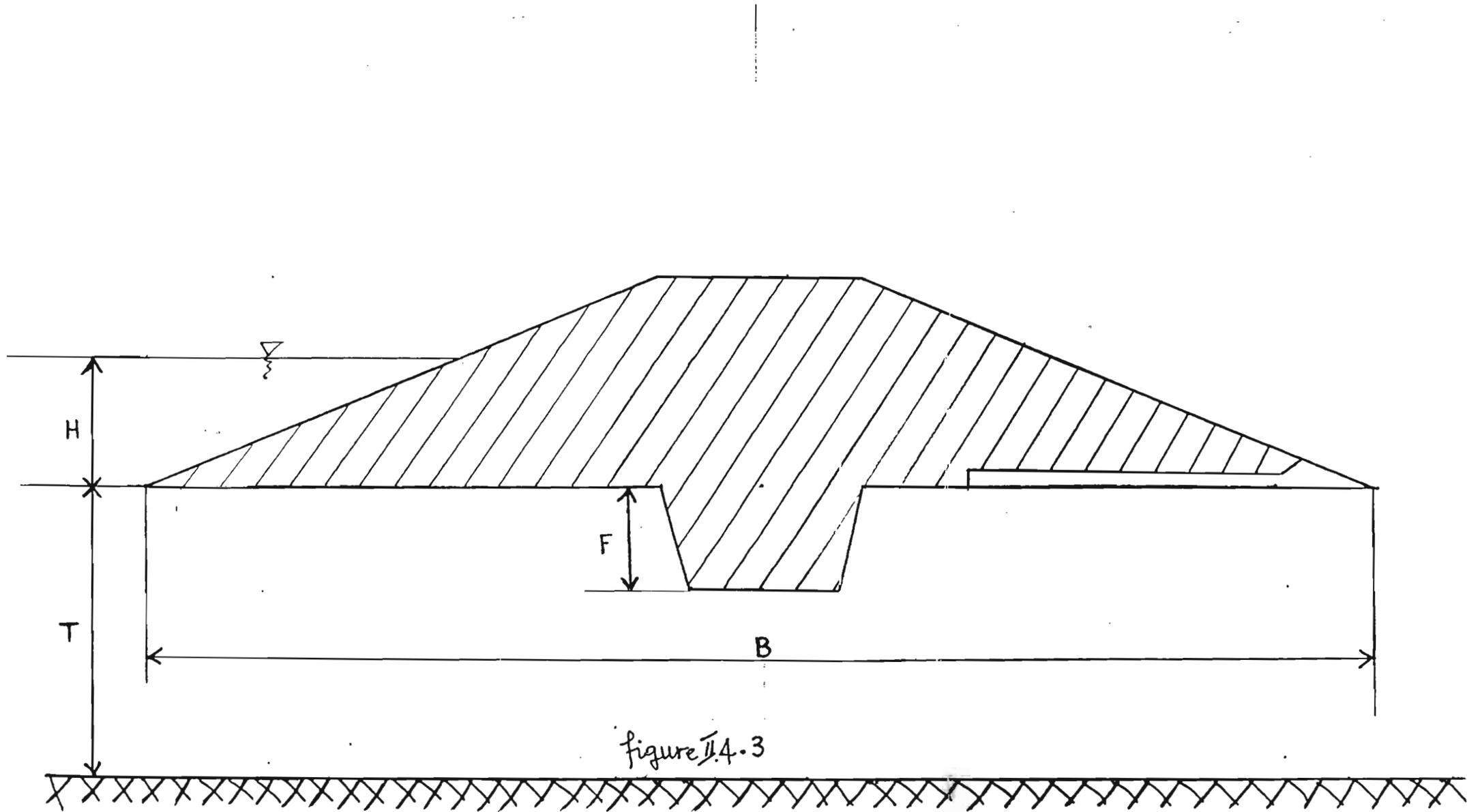


figure 4.3

B (m) : épaisseur de base de la zone imperméable ;

F (m) : profondeur de parafouille ;

#### CALCUL DU DEBIT DE FUITE A TRAVERS LA FONDATION :

$K = 10^{-6} \text{ m/s}$   $B = 12 \text{ m}$   $F = 1 \text{ m}$  on considère  $T = 5 \text{ m}$

$$\text{A.N : } q_2 = 0.5 * 10^{-6} * 0.9 \text{ Log} \left[ \frac{\frac{2 * 5}{12} + \sqrt{1 + 4 \frac{5^2}{12^2}}}{\frac{2 * 1}{12} + \sqrt{1 + 4 \frac{1^2}{12^2}}} \right] = 1.15 * 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s.ml}$$

$$q_2 = 1.15 * 10^{-7} \text{ m/s.ml}$$

Le débit de fuite par jour à travers la fondation est :

$$Q_2 = q_2 * 800 * 24 * 60 * 60 = 8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de fuite par jour est :  $Q = Q_1 + Q_2 = 1.4 + 8 = 9.4 \text{ m}^3/\text{j}$

#### IV.2 LE VIDANGE RAPIDE

Notre ouvrage sera soumis à des remplissages et vidanges de réserve, selon un schéma prévu dans le principe de fonctionnement ; il est donc nécessaire de regarder les effets du vidange rapide.

En cas de vidange rapide, le niveau d'eau amont descend : il est ramené au pied du parement amont lequel parement n'est plus un équipotentiel et varie avec la côte du point considéré.

La répartition des équipotentiels peut être obtenue par analogie électrique ou par calcul sur ordinateur.

Compte tenu de la faible hauteur d'eau dont il est question dans notre ouvrage (maximum 0.9 m), le vidange rapide n'a pas d'impact d'autant plus que les soupressions qui contraindront le talus amont seront insignifiants.

Cependant les lignes de courants vont ressortir sur les parements amont dénoyés. Il n'y a donc pas de risque d'entraînement des fines raison pour laquelle nous placerons un filtre entre l'enrochement de protection et le massif.

### **IV.3 PHENOMENE DE RENARD**

A l'aval du barrage, l'eau entraîne les particules de terrains. Dès que les grains sont enlevés, ceux qui les environnent sont à leur tour emportés, ce qui crée une sorte de galerie qui remonte progressivement de l'aval vers l'amont. Plus cette galerie se forme, plus sa surface de drainage augmente et le flux d'eau qui s'écoule s'agrandit.

Lorsque le renard atteint la retenue d'eau, il se forme une fuite brutale et toute la digue risque d'être emportée. Plus la cohésion est faible, plus le risque de renardage est élevé.

La prévention contre ce phénomène consiste à obliger l'eau à parcourir un chemin suffisamment long sous la digue afin que les résurgences ne se produisent pas à l'aval.

Nous allons vérifier ce phénomène par la formule de LANE qui stipule que pour qu'un renard ne se forme pas, il faut que :

$$L_v + \frac{L_h}{3} \geq C H$$

Avec :  $L_v$  : longueur des cheminements verticaux ;

$L_h$  : longueur des cheminements horizontaux ;

H : hauteur de l'eau à l'amont du barrage ;

C : coefficient de LANE ,fonction de la nature du terrain ;C =7 pour les sables fins

Sur notre section du barrage nous avons :

$$L_v = 2 + 1 = 3 \text{ m}$$

$$L_h = 2 + 2.5 * 2 * 2 = 12 \text{ m}$$

$$H = 0.9 \text{ m}$$

$$L_v + \frac{Lh}{3} = 3 + 4 = 7 \text{ m} > C * H = 7 * 0.9 = 6.3 \text{ m}$$

D'où le phénomène de renard ne se produit pas sur notre ouvrage. D'ailleurs ce résultat était prévisible car la tranchée d'étanchéité prévue dans la fondation réduit les forces volumétriques visqueuses responsables du phénomène de Renard avec l'allongement des lignes d'écoulement.

Néanmoins un filtre sur le talus aval, entre l'encrochement de protection et le massif, est prévu dans le but de diminuer les risques de fuite des particules fines.

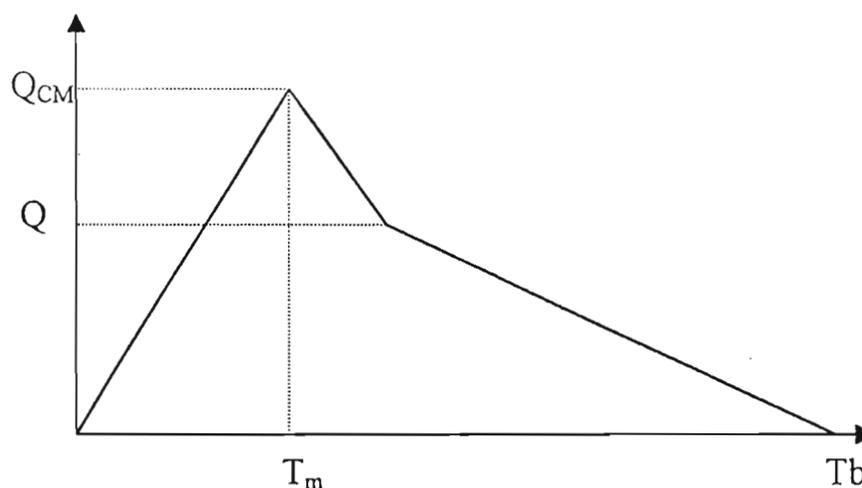
## V. OUVRAGE DE VIDANGE

### V.1 LE LAMINAGE

Le débit de projet obtenu précédemment ne constitue pas celui qui entre à l'évacuateur. Le réservoir joue un rôle de « Tampon » de sorte que le maximum du débit  $Q_{eM}$  à l'évacuateur est inférieur au maximum de débit  $Q_{cM}$  de l'hydrogramme.

On cherche ici à estimer de manière simple le rapport  $Q_{eM}/Q_{cM}$  entre ces deux débits pour pouvoir dimensionner l'ouvrage évacuateur.

Le Schéma suivant représente l'hydrogramme



$Q_{cM}$  : débit maximum de pointe calculer précédemment

$T_b$  : temps de de l'hydrogramme

$T_m$  : temps de montée des eaux

### CALCUL DE L'EFFET DU LAMINAGE

L'effet du laminage est évalué sous forme d'un coefficient  $Q_{eM}/Q_{cM}$  qui est fonction du logarithme d'un diamètre dimensionnel

$$\text{Avec } X_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot L^2 \cdot Q_{cM} \cdot t m^3}{S^3}$$

$m$  : Coefficient De débit de l'évacuateur

L : La longueur de l'évacuateur

h : La hauteur du plan d'eau au-dessous du seuil du réservoir

S : La surface du plan d'eau lorsque les eaux arrivent au niveau de l'évacuateur

$$Q_{cM} = Lm\sqrt{2gh^{3/2}}$$

- On admet une charge maximale  $h = 0,5$  m
- Une hauteur normale de retenue  $H = 0,9$  m
- Le coefficient de débit  $m$  est alors :

$$m = \frac{2}{3} \left( 0,605 + \frac{1}{1050h-3} + 0,08 \frac{h}{H} \right) = 0,43$$

$$L = \frac{Q_{cM}}{m\sqrt{2gh^{3/2}}} = \frac{24}{0,43\sqrt{2 \times 9,81 \times 0,5^{1,5}}} = 35,6m$$

L'effet du laminage est alors :

- Abaque Gr - 8  $t_m = 2,2$  h
- Le profil en long de l'axe de la vallée nous donne une valeur de

$$\bar{S} = 0,15 \text{ km}^2$$

Donc  $X_0 = 8.12$   $\text{Log } X_0 = 0.91$   $Q_e/Q_{cM} = 0.78 \rightarrow Q_e = 18.72 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour évacuer un tel débit avec une lame d'eau de 0,6 m il faut un déversoir dont

$$L = 27,8 \text{ m}$$

Il faut reprendre l'étude pour  $L = 27,8$  m

L (m)	Log $X_0$	$Q_e/Q_{cM}$	$Q_e(\text{m}^3/\text{s})$	L' (m)
35,6	0,91	0,78	18,72	27,8
27,8	0,69	0,76	18,24	27,0
27	0,67	0,75	18	27

## CONCLUSION

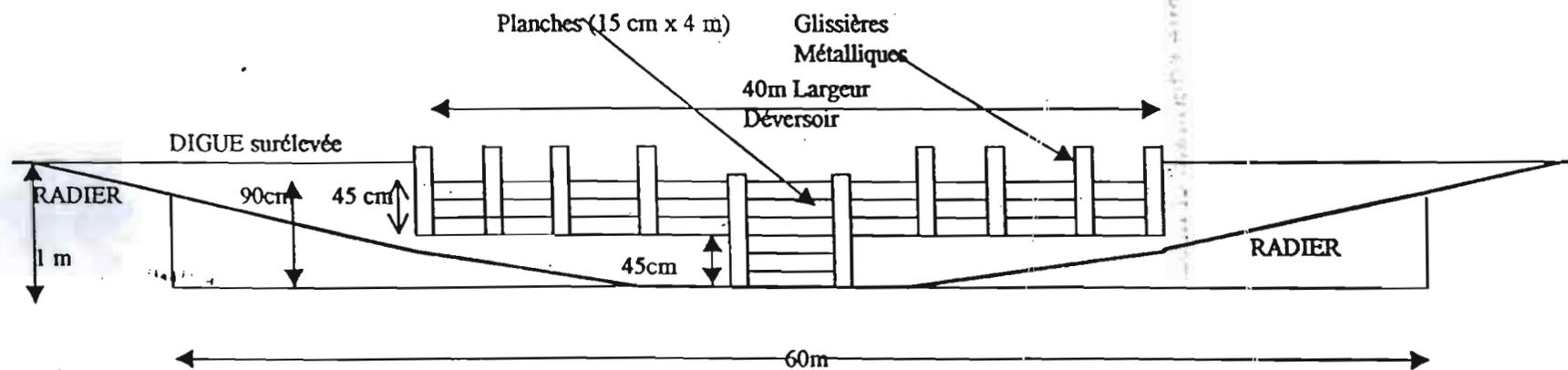
Un déversoir de 27 m est nécessaire pour évacuer la crue du projet. On vérifie sur la figure 10 que l'effet de laminage obtenu (75 %) est bien situé dans le domaine de validité de l'hydrogramme schématisé triangulaire car le régime sahélien à 4,95 km<sup>2</sup> ce résultat est valable tant que  $Q_e/Q_{cM} > 60 \%$ .

## CHOIX DE L'OUVRAGE D'EVACUATEUR DE CRUE ET DE VIDANGE

Le type d'ouvrage à choisir devra remettre de faire le laminage des crues exceptionnelles en fonctionnant en tant que évacuateur de crue, et aussi de vidanger totalement la retenue pour permettre le lavage des terres de la salinité. Actuellement les types d'ouvrage connus, disponibles sur le marché et pouvant remplir ces deux fonctions sont : les tulipes, les Siphons et les vannes réglables. Cependant ils ont tous des performances limitées par rapport à la fonction de lavage des terres.

CARITAS expérimente actuellement un modèle de déversoir réglable appelé modèle de « KOENGOYE MODIFIE » constitué d'un radier, des glissières métalliques entre lesquelles viennent se loger des planches métalliques. (voir figure II.4.5).

Nous avons choisi ce type d'ouvrage pour leur simplicité dans la conception sous réserve d'une étanchéité adéquate et aussi parce que CARITAS voudrait le vulgariser en l'adoptant sur ses projets de barrages anti-sels sur toute la zone. Nous n'insisterons pas sur les détails de réalisation de l'ouvrage en tant que tel qui à part le radier est de la construction métallique mais comme recommandations l'étanchéité entre les fonctions radier en béton et de jux en terre de même entre glissières et planches métalliques doit être adéquate de manière à éliminer tout risque de fuite. Aussi les matériaux utilisés doivent présenter une bonne résistance à la corrosion des eaux salées.



B: CROQUIS DEVERSOIR REGLABLE , MODELE " KOBENGOYE" MODIFIE AVEC RADIER ET GLISSIERES METALLIQUES POUR OUVRAGE NR.2

figure II.4.5.

L'ouvrage devra comporter sur la partie centrale deux glissières distantes de 5 m de part et d'autre desquelles on mettra 6 glissières équidistantes de 2 m, et des planches de 15 cm de large.

## **V.2 SCHEMA DE FONCTIONNEMENT DE L 'OUVRAGE DE VIDANGE**

L'ouvrage de vidange qui sera implanté sur le barrage permettra d'assurer la protection des périmètres contre les venues d'eau salée avec les marées ou de laver les terres en les débarrassant des dépôts de sel.

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage devra être le suivant :

- En saison sèche l'ouvrage est fermé pour éviter la remontée des eaux salées en cas de marée exceptionnelle dans le bassin versant.
- Début saison des pluies l'ouvrage sera ouvert dès l'arrivée des premières eaux de pluies importantes, et les ruissellements les croûtes de sels déposées sur les tannes.
- Après cela , pour bien lessiver les sols, l'ouvrage sera fermé. Les apports d'eau douce seront stockés dans la retenue pour permettre aux sels concentrés dans la couche superficielle des sols de diffuser dans l'eau pour ensuite les évacuer en vidant la réserve.
- Cette dernière opération sera refaite 3 à 4 fois pour la première année de fonctionnement, et une fois au moins chaque début de saison des pluies pour laver les terres des sels qui se seraient mis en place.
- La salinité n'aura plus la latitude d'atteindre certaines teneurs car les écoulements souterrains qui se prolonge encore à la fin de la saison des pluies continueront à être source d'apport d'eau douce.
- Quand les sols seront pratiquement lavés du sel, l'ouvrage sera fermé en fonctionnement normal. L'eau est stockée dans la réserve jusqu'à une cote compatible avec le développement des plants pour les cultures

submergées comme le riz ; et en cas d'apports trop importants, l'ouvrage sera ouvert pour déstocker la lame d'eau excédentaire.

## VI. PROTECTION DES TALUS

Les phénomènes de renard et de vidange rapide nous contraignent à l'utilisation des filtres sur les parements amont et aval. Le filtre empêche les fuites des particules fines sous l'effet de la circulation de l'eau. Il doit être constitué de couches successives perméables, de granulométrie fine, assurant la transition entre le drain et les éléments fins du massif.

Dans notre cas nous utiliserons un filtre d'épaisseur 10 cm constitué de sable, de latérite et de gravier 3/8.

Les talus doivent dès lors être protégés contre l'érosion due aux vagues de la retenue et éventuellement du marigot, par le ruissellement d'eau de pluie ou par le vent.

Comme dispositif de protection contre ces effets, nous utiliserons sur le talus amont un **perré-maçoné** (avec des coquilles comme granulats, disponibles dans la zone) d'une épaisseur de 15 cm, principalement contre le battillage ou action érosive des vagues. Sur le parement aval, une épaisseur de 10 cm suffit.

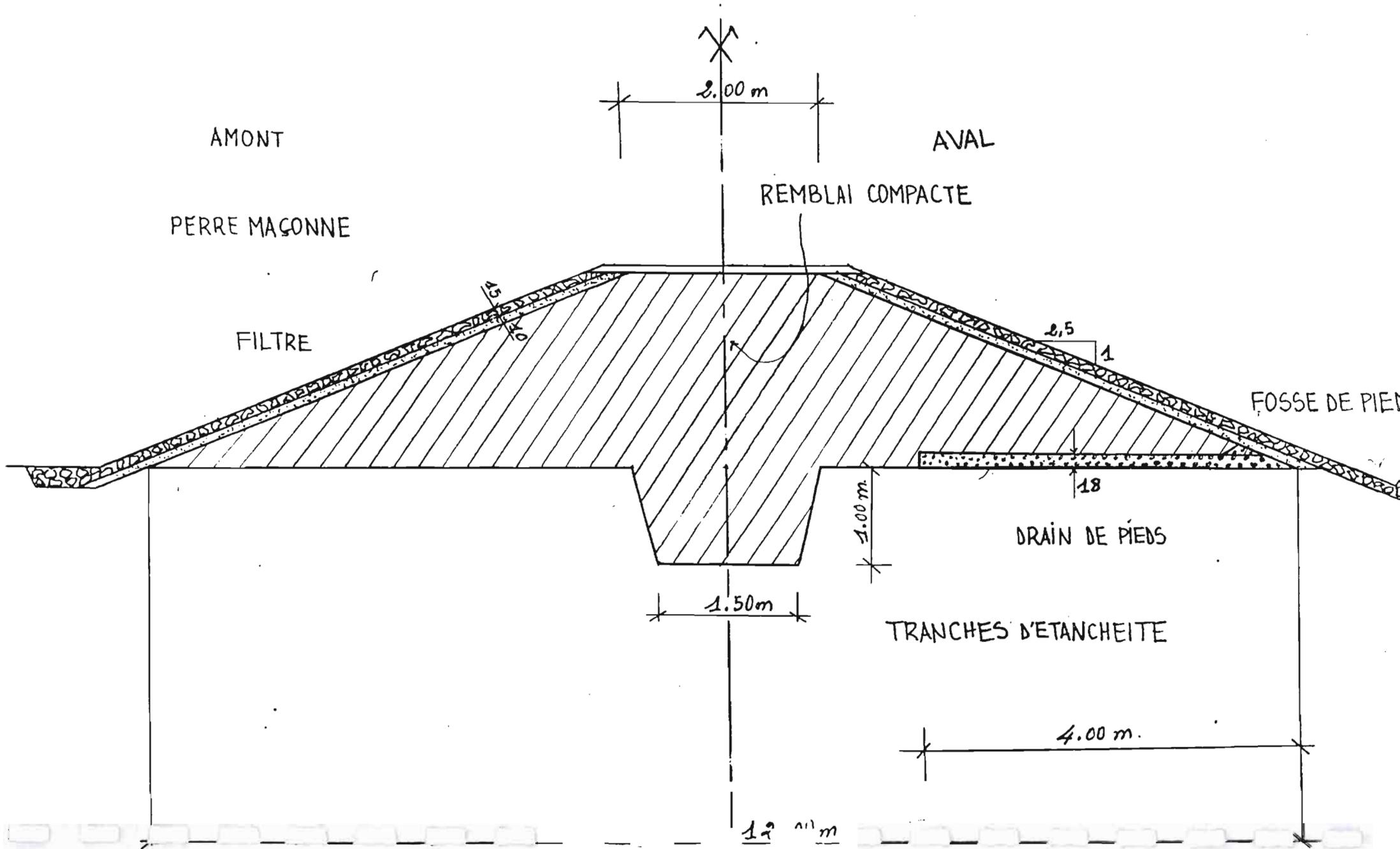
La perméabilité des fondations permet l'utilisation d'un drain de pied horizontal sur le parement pour rabattre la ligne phréatique et réduire les soustractions. Ce drain a 4 m de long, il est constitué d'un matériau granulaire tel que 10 % des particules  $D_{10} = 0.01$  mm et de  $K = 10^{-5}$  m/s

L'épaisseur du drain est donnée par la formule :

$$e = 0.18 \text{ m}$$

Vu aussi la topographie plane du bassin versant, des murs bajoyers sont prévus pour protéger contre le déversement latéral.

Figure I.4.4: PROFIL EN TRAVERS · TYPE DE LA DIGUE



**C.TROISIEME PARTIE : IMPACT SOCIAL ET ENVIRONNEMENTAL**

## **I. IMPACT SOCIAL**

### **I.1.1 IMPACT DU BARRAGE SUR L'AGRICULTURE**

L'objectif principal est le lavage des terres acidifiées qui recouvrent la plus grande partie du bassin versant. Ce lavage des terres permettra de récupérer environ 435 ha de sol acidifié et ou à efflorescence saline.

L'eau stockée sera disponible comme retenue pérenne sur une longue période de l'année. Cette retenue permettra le développement de l'agriculture maraîchère d'une part et d'autre part celui de l'agriculture irriguée jusque là quasi-inexistante.

Le dépôt de limons et de matières organiques en amont de la digue fertilise le sol. Ce dépôt se fait sur toute la surface inondée. Tous les matériaux en suspension se déposent lorsque l'eau libère le sol. L'humidité importante favorise la décomposition de la matière organique, qui se transforme rapidement en humus. La formation de cet humus favorisera :

- Une augmentation de la capacité de rétention en eau du sol ;
- Une amélioration de la structure du sol ;
- Un enrichissement du sol en oligo-éléments ;
- Une meilleure fixation des éléments solubles et libération des éléments bloqués, ce qui permettra d'améliorer sensiblement l'utilisation de fumier et d'engrais.

La moitié de la surface du bassin versant de Djilor étant actuellement abandonnée à cause de la salinité ; donc ces différents paramètres contribueront à l'amélioration sensible des rendements agricoles avec la remise en culture des terres.

La plus grande partie de la surface du bassin versant est plane ce qui présente un avantage pour la culture du riz dans les périmètres inondés par la technique du repiquage. Cette culture du riz jadis pratiquée dans toute la zone, et qui réduisait la dépendance alimentaire des populations, avait été abandonnée suite à l'effet combiné du manque d'eau et de terres fertiles.

Une croissance des autres cultures vivrières qui sont le mil, le maïs et le sorgho généralement en association avec le niébé et la culture de l'arachide est attendue.

Le développement des cultures maraîchères telles que la salade, les oignons, la tomate, le piment, les aubergines etc. est aussi attendue et va constituer une source de revenu des populations en saison sèche.

Grâce au barrage le potentiel agricole de la région de Djilor va sensiblement augmenter et contribuer à réduire la dépendance alimentaire voir même lui assurer l'autosuffisance à terme.

### **I.1.2 IMPACT DU BARRAGE SUR LA NAPPE PHREATIQUE**

Un des effets éventuels du barrage sera la réalimentation de la nappe phréatique. La recharge de la nappe du bassin versant de Djilor se fera naturellement par le système d'infiltration. Les épandages des crues dans la plaine inondable se pratiquent naturellement à chaque hivernage : l'eau s'étale largement par gravité sur une faible épaisseur (la stagnation de l'eau sur une forte épaisseur peut asphyxier le sol). Une fois dans la retenue, l'eau n'a que deux possibilités s'infiltrer ou s'évaporer et le taux d'infiltration dépend en grande partie du type de sol. Cette infiltration progressive va réalimenter la nappe phréatique superficielle. En outre la retenue ne dégrade pas le paysage et n'empêche ni l'accès des troupeaux ni la vie arbustive ou arborée.

### **I.1.3 IMPACT SOCIAL**

En hydraulique pastorale la satisfaction des besoins en eau du gros bétail demeure la préoccupation principale. Bien qu'on ne dispose pas d'estimation fiable sur le cheptel, d'après les populations de la zone, il y a eu une augmentation du cheptel et à juste titre depuis le recul de l'agriculture à cause de la salinité.

Le cheptel est essentiellement composé de bovins, d'ovins, de caprins, de porcins et d'équins. La disponibilité de l'eau douce dans la retenue va donc favoriser le développement du secteur de l'élevage et surtout du gros bétail.

#### **I.1.4 IMPACT PISCICOLE**

La pisciculture est une activité pratiquée par les populations dans toute la zone à Djilor comme à Fimela et dans ses villages environnant et à Ndangane.

La technique utilisée par les villageois sur les cours d'eaux saisonniers qui se constituent pendant l'hivernage est la construction de «digue filtrante » c'est de petits barrages de 5 m de long en moyenne généralement constitués de tôles métalliques ou d'ardoise au milieu desquels on laisse une ouverture genre porte où sera placée un filet ou un grillage métallique ou en bois, par où l'eau va passer et ainsi piéger le poisson.

La construction du barrage aura donc certainement des conséquences positives sur le développement de la pisciculture. Il est aussi nécessaire de souligner le grand rôle que peuvent jouer les poissons contre certains agents vecteurs de maladies et dans le domaine nutritionnel.

#### **I.1.5 IMPACT SANITAIRE**

Disposer d'une eau douce représente sans aucun doute un des besoins fondamentaux des villageois ; mais cette eau stagnante présente en grande quantité et pendant une bonne période de l'année n'est pas sans conséquence néfaste sur la santé des populations.

L'eau joue différents rôles dans le développement et la reproduction des agents pathogènes. En effet la pollution de l'eau liée à la fréquentation par le bétail venant de différents horizons de la retenue est la principale cause de l'extension des maladies aux troupeaux transmises par l'eau.

La modification de l'environnement avec le déplacement des populations vers les périmètres irrigués chacun apportant ses microbes ; la concentration et le brassage des populations et des animaux et la multiplication des contacts entre les hommes de toutes origines et les parasites par le biais des baignades et du travail dans l'eau sont autant de facteurs qui vont sans doute favoriser le développement de ces parasites et de la transmission des maladies.

Le lit de la retenue souvent parsemé de flaques résiduelles peut devenir un véritable lieu de développement de mollusques et de moustiques.

Il est à craindre l'apparition et la propagation de certaines maladies liées à l'eau telles que le paludisme dont la période d'activité de son parasite peut être plus longue qu'avant la construction du barrage avec l'introduction des cultures irriguées qui constituent un milieu propice pour le développement de la moustique anophèle, vecteur de la maladie. Certaines maladies liées à la consommation de l'eau de la retenue sans aucun traitement telles que les vers intestinaux, les infections à entéro-virus.

### **I.1.6 PRECAUTIONS A PRENDRE**

Pour barrer la route au développement des vecteurs de maladie, il est d'abord nécessaire que les populations soient au courant de tous les risques possibles et de toutes les formes de maladies susceptibles d'apparaître avec la construction du barrage. Une analyse chimique et bactériologique de l'eau de la retenue doit être faite par intervalles de temps réguliers pendant la période de la rétention ou au moins à chaque fois qu'il y a apparition d'une maladie sur les hommes où sur le troupeau afin de prévenir les populations contre les risques d'une utilisation éventuelle de l'eau de la retenue.

Des robinets existent dans le village de Djilor de même que des puits ; mais il serait plus prudent d'implanter un puits à proximité de la retenue qui va sans doute contribuer

à donner aux villageois le réflexe d'éviter de consommer directement l'eau de la retenue du barrage préférant l'eau de puits plus saine.

De toutes ces mesures citées, rien ne vaut une bonne sensibilisation des populations autour des problèmes liés au stockage de l'eau, car ce ne sont que des actions collectives du genre : empêcher la formation de flaques résiduelles lors de la décrue par des nettoyage, entretenir les berges pour éviter le développement des zones de marécages et de la végétation semi-aquatique, qui peuvent défavoriser l'implantation des agents pathogènes vecteurs des maladies, limiter leur expansion par ces mesures simples et ainsi protéger le plus les populations du contact avec les microbes.

## II. IMPACT ENVIRONNEMENTAL

A partir des expériences obtenues sur la réalisation des barrages et leurs impacts sur la nature dans la région du Sine et ailleurs en Afrique, précisément au Burkina, on peut s'attendre sur le plan environnemental ,à de multiples vertus:

Outre le fait que c'est un barrage anti-sels et de retenu d'eau de ruissellement qui a pour objectif premier de laver les terres de la salinité ; il permettra de récupérer aussi les nappes environnantes et proches.

L'arrêt de l'érosion des sols du bassin versant, enrichis en oligo-éléments, qui sont entraînés par les eaux de ruissellement dans leur fuite vers la mer. Ceci permettra de fixer les éléments solubles qui vont enrichir les sols, de retrouver la végétation arbustive et arborée, et le climat d'entant, qui, ensemble avec les sols propices, formeront un environnement écologiquement équilibré comme dans le passé.

Cependant le stockage de l'eau sur de longues périodes, n'est pas toujours préconisé pour les cultures autres que le riz et certaines plantes arbustives qui ne sont pas adaptés généralement en terre submergées. Raison pour laquelle

nous suggérons une politique de reboisement adaptée qui sera fonction du type de sol, de ses propriétés physiques et chimiques, mais aussi de la qualité de l'eau et de l'état topographique du terrain

## **CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS**

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

En dépit des rigueurs climatiques de ces dernières décennies, l'étude hydroclimatologique du bassin de DJILOR, qui le classe toujours dans la zone subtropicale, a montré que la région recèle encore des potentialités incontestables. Les hauteurs de pluie sont encore suffisantes et leurs distributions au cours de la saison répondent bien aux exigences des variétés de cultures des paysans.

Mais depuis un certain temps, une partie du bassin se trouve envahie en saison sèche par les eaux salées des marées à cause des faibles gradients hydrauliques. L'évaporation progressive de ces eaux augmente leur sursalinité et les sols sont détruits par acidification ;

Le projet d'aménagement dont nous avons fait l'étude trouve toute sa justification en son sens, que, non seulement il conserve les propriétés fertilisantes des sols déjà envahies (les tannes), mais empêche les eaux salées de gagner dans le futur, les périmètres supérieurs (terres hautes).

Ce projet qui fait suite à de vaines tentatives de la part des populations locales, a posé d'énorme problème technique lié, d'une part à une insuffisance de données et d'autre part la conjoncture qui limite toute initiative de grande envergure.

L'étude géotechnique a en effet révélé des paramètres mécaniques médiocres du sol d'assise et celle consacrée aux matériaux de remblai montre que ces derniers sont de qualité acceptable pour un emploi dans les micro-barrage .

Tous les facteurs de sécurité que nous avons calculés, c.-à-d. par rapport au poinçonnement ou à la rupture circulaire tiennent compte des conditions les plus défavorables compte tenu des certains comportements imprévisibles des fines.

A cet effet, l'ouvrage devra être suivi par des mesures au tassomètre et/ ou autres et des observations visuelles pour détecter toute anomalie pouvant mener à la ruine ;

Notre dimensionnement en tant que tel n'est pas une fin en soi : d'autres alternatives pourraient être envisagées, peut-être même plus en accord avec les conditions des fondations. Mais de nos jours la mécanique des sols est une science qui pose encore des problèmes qui ne sont pas encore près d'être résolus ; elle est essentiellement basée sur des expériences, des essais, qui ne répondent qu'à des conditions bien spécifiques.

Les modifications, les métamorphoses dans la structure des sols font appel à des temps qui dépassent de loin l'échelle de plusieurs générations humaines.

C'est donc avec un certain scepticisme, une certaine méfiance que nous devons utiliser les formules, pour la plupart empiriques (TERZAGHUI BOUSSINESQ...) dans l'estimation des possibilités d'aménagement qu'offre notre sol.

A travers les facteurs de sécurité que nous associons à notre dimensionnement, nous nous efforçons de réduire certes, les risques d'accidents au maximum mais nous excluons pas qu'une surprise puisse survenir à tout moment ;

Compte tenu du temps disponible pour le projet de fin d'étude une estimation financière indispensable pour un tel projet n'a pu être effectuée.

Nous recommandons une étude complémentaire ainsi qu'un suivi lors de l'exécution des jonctions glissières - planches et celles radier-digue.

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

En dépit des rigueurs climatiques de ces dernières décennies, l'étude hydroclimatologique du bassin de DJILOR, qui le classe toujours dans la zone subtropicale, a montré que la région recèle encore des potentialités incontestables. Les hauteurs de pluie sont encore suffisantes et leurs distributions au cours de la saison répondent bien aux exigences des variétés de cultures des paysans.

Mais depuis un certain temps, une partie du bassin se trouve envahie en saison sèche par les eaux salées des marées à cause des faibles gradients hydrauliques. L'évaporation progressive de ces eaux augmente leur sursalinité et les sols sont détruits par acidification ;

Le projet d'aménagement dont nous avons fait l'étude trouve toute sa justification en son sens, que, non seulement il conserve les propriétés fertilisantes des sols déjà envahies (les tannes), mais empêche les eaux salées de gagner dans le futur, les périmètres supérieurs (terres hautes).

Ce projet qui fait suite à de veines tentatives de la part des populations locales, a posé d'énorme problème technique lié, d'une part à la nature des sols de vasières dont les propriétés sont très mauvaises, la rareté d'un matériau de remblai acceptable, et d'autre part la conjoncture qui limite toute initiative de grande envergure ;

L'étude géotechnique a en effet révélé des paramètres mécaniques médiocres du sol d'assise et une qualité acceptable pour un emploi dans les micro-barrage des matériaux de remblai.

Tous les facteurs de sécurité que nous avons calculés, c.-à-d. par rapport au poinçonnement ou à la rupture circulaire tiennent compte des conditions les plus défavorables compte tenu des certains comportements imprévisibles des fines.

A cet effet, l'ouvrage devra être suivi par des mesures au tassomètre et/ ou autres et des observations visuelles pour détecter toute anomalie pouvant mener à la ruine ;

Notre dimensionnement en tant que tel n'est pas une fin en soi : d'autres alternatives pourraient être envisagées, peut-être même plus en accord avec les conditions des fondations. Mais de nos jours la mécanique des sols est une science qui pose encore des problèmes qui ne sont pas encore près d'être résolus ; elle est essentiellement basée sur des expériences, des essais, qui ne répondent qu'à des conditions bien spécifiques.

Les modifications, les métamorphoses dans la structure des sols font appel à des temps qui dépassent de loin l'échelle de plusieurs générations humaines.

C'est donc avec un certain scepticisme, une certaine méfiance que nous devons utiliser les formules, pour la plupart empiriques (TERZAGHUI BOUSSINNESQ...) dans l'estimation des possibilités d'aménagement qu'offre notre sol.

A travers les facteurs de sécurité que nous associons à notre dimensionnement, nous nous efforçons de réduire certes, les risques d'accidents au maximum mais nous excluons pas qu'une surprise puisse survenir à tout moment ;

Compte tenu du temps disponible pour le projet de fin d'étude, nous n'avons pas pu effectuer une estimation financière indispensable pour un tel projet.

Nous recommandons un suivi lors de l'exécution des jonctions glissières-panches et celles du radier-digue et apporter un soin particulier quant à leur étanchéité.

# ANNEXES

## **BIBLIOGRAPHIE**

**1. José LLAMAS**

HYDROLOGIE GÉNÉRALE : principes et applications

Gaëtan Morrin éditeur, 1985

**2. J. RODIER et C. AUVRAY**

Estimation des débits de crues décennales pour des bassins versants de superficie inférieure à 200 km<sup>2</sup> en Afrique de l'occidentale

CIEH, Juillet 1965.

**3. LA MAÎTRISE DES CRUES DANS LES BAS - FONDS**

Petits et micro-barrages en Afrique de l'ouest

**4. Ernest P. LAUZON et Roger DUQUETTE**

TOPOMÉTRIE GÉNÉRALE

deuxième édition revue E.E.P.M

**5. G. SANGLERAT, G. OLIVARI, B. CAMBOU**

Problème pratique de la mécanique des sols et fondations , Tome 1 et 2

**6. Dr Ismaïla GUEYE**

Note de cours de Mécanique des sols I et II,

Note des cours de Structures hydrauliques

Ecole supérieure Polytechnique - Thiès, 1999

**7. Amadou SARR**

Notes de cours d'Hydrologie

Ecole supérieure Polytechnique - Thiès, 1998

**8. G. REMENIERAS**

Hydrologie de l'ingénieur

Eyrolles, 1986

**9. J. M. GRESILLON**

Petits barrages en terres en Afrique occidentale

1976

**10. Louis BERBER**

Étude des possibilités de stockage des eaux de ruissellement au Sénégal

Phase 2, volume 2, 1985

11. Les digues filtrantes : aménagement de conservation des eaux et des sols

CIEH, 1987

**12. PROJET NATIONAL DE L' AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE**

Cartographie et télédétection des ressources de la république du Sénégal

RSI 1985

**13. Aly BA et Moustapha FALL**

Étude de l' aménagement de la ville de Niore en vue d'une protection

contre l'érosion due aux eaux de ruissellement, 1996

**14. Matar LO et Pape WADE**

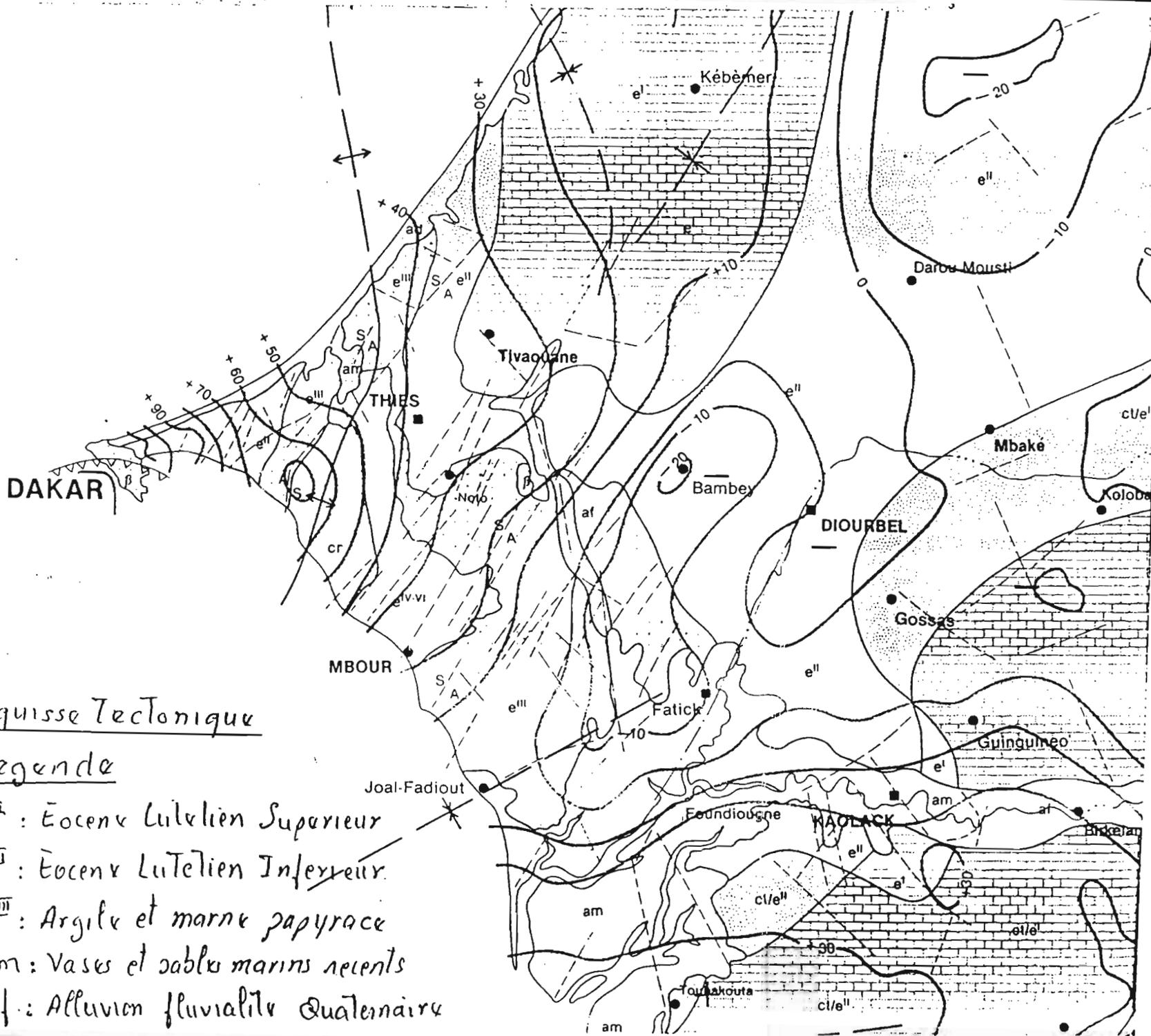
Aménagement de la vallée de Senghor (SOKONE), 1997

**15. Amadou BA, Mactar FALL et Aly N. NDIAYE**

Conception et dimensionnement d'un micro-barrage de retenue d'eau de ruissellement à Keur Seib Ndoeye, 1988

# **ANNEXES 1**

15°



Esquisse Tectonique

Legende

- $e^I$  : Éocène Lutélien Supérieur
- $e^{II}$  : Éocène Lutélien Inférieur
- $e^{III}$  : Argile et marne papyrace
- am : Vases et sables marins récents
- af : Alluvion fluviale Quaternaire

14°

# **ANNEXES 2**

# HYDROLOGIE

## ESTIMATION DE LA CRUE DECENNALE

### 1. METHODE ORSTOM (RODIER et AUVRAY, 1965)

#### HYPOTHESES DE BASE

Les hypothèses de base de cette méthode sont :

- C'est une méthode particulièrement adaptée pour le Sahel : entre 300 et 900 mm de pluie annuelle ;
- elle ne s'applique qu'aux bassins de superficie comprise entre 1 et 120 Km<sup>2</sup>.

#### PARAMETRES DE LA METHODE ET NOTATIONS

A partir de l'étude faite sur 60 bassins expérimentaux, RODIER et AUVRAY proposent de retenir comme paramètres déterminants :

- S la surface du bassin versant
- Le régime climatique :
  - Sahélien : pluviométrie annuelle comprise entre 300 et 900 mm
  - Tropical : pluviométrie annuelle supérieure à 900 mm
  - Equatorial ou forestier
- P<sub>10</sub> La pluie décennale de 24 heures
- La perméabilité du bassin versant : 5 classes de perméabilité sont définies :
  - P<sub>1</sub> : bassins rigoureusement imperméables, entièrement rocheux ou argileux ;
  - P<sub>2</sub> : bassins imperméables avec quelques zones perméables de faibles étendues ou bassins homogènes presque perméables ;

- $P_3$  : bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez perméables ;
  - $P_4$  : bassins assez perméables tels qu'on en rencontre en zone de décomposition granitique avec abondance d'arène ;
  - $P_5$  : bassins perméables : sable ou carapace latéritique très fissurée.
- La pente moyenne du bassin versant : c'est la pente longitudinale du bassin versant perpendiculairement à l'ouvrage corrigé avec la pente transversale au cas où elle est importante. Six catégories de pente sont ainsi définies :
- $R_1$  : pente très faible inférieure à 1 ou 2 m/Km ;
  - $R_2$  : pente faible inférieure à 5m/Km ;
  - $R_3$  : pente modérée comprise entre 5 et 10m/Km ;
  - $R_4$  : pente assez forte ; pente longitudinale comprise entre 10 et 20 m/Km, pente transversale SUPERIEURE à 20 m/Km ;
  - $R_5$  : pente forte, pente longitudinale comprise entre 20 et 50 m/Km, pente transversale entre 80 et 200 m/Km ;
  - $R_6$  : pente très forte, pente longitudinale supérieure à 50 m/Km, pente transversale supérieure à 200 m/Km.

### ESTIMATION DES DIFFERENTS PARAMETRES

#### 1. Averse journalière

La pluie décennale  $P_{10}$  indique la hauteur de pluie en un jour qui est égalée ou dépassée une fois tous les 10 ans en moyenne sur le bassin versant.

## 2. Coefficient d'abattement

C'est le coefficient de réduction qu'il faut appliquer à la hauteur de pluie décennale ponctuelle pour obtenir la hauteur moyenne de pluie sur le bassin versant.

RODIER et AUVRAY ont proposé en 1965 les valeurs suivantes du coefficient d'abattement fonction de la superficie du bassin versant :

$0 \leq S \leq 25 \text{ Km}^2$	$K = 1$
$25 \leq S \leq 50 \text{ Km}^2$	$K = 0.95$
$50 \leq S \leq 100 \text{ Km}^2$	$K = 0.90$
$100 \leq S \leq 150 \text{ Km}^2$	$K = 0.85$
$150 \leq S \leq 200 \text{ Km}^2$	$K = 0.80$

## 3. Coefficient de ruissellement $K_{r10}$

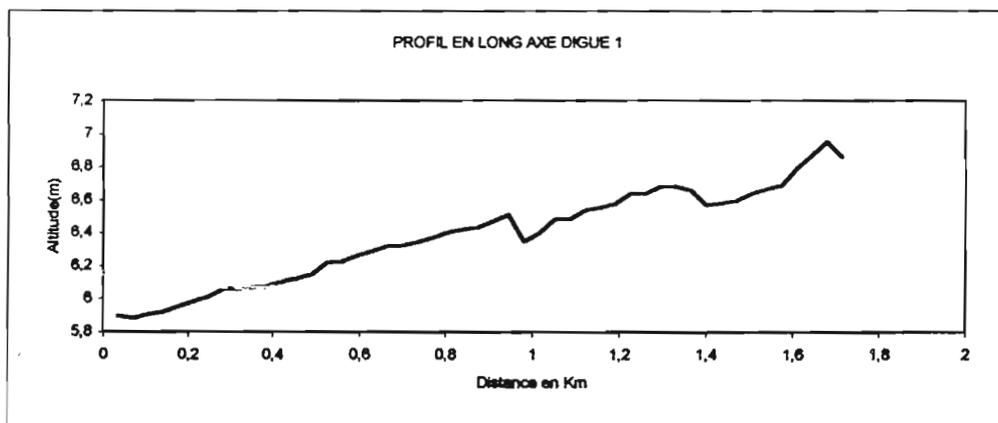
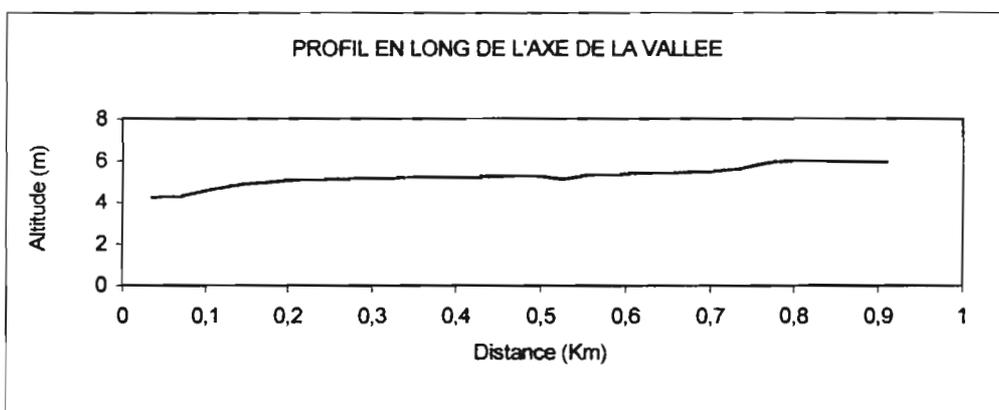
Le coefficient de ruissellement  $K_{r10}$  exprime le rapport entre le volume de ruissellement superficiel et le volume précipité pour un événement pluie-débit (c'est la réponse d'un sol à une lame d'eau ruisselée). Il dépend essentiellement de la pente et de la perméabilité du sol.

Elle est fonction de la classe de perméabilité du bassin et de la catégorie de pente.

## 4. Temps de base :

C'est le temps compris entre le début et la fin du ruissellement superficiel.

## 5. Coefficient de pointe : $\alpha = \frac{Q_{\max}}{M}$



Le coefficient de pointe est le rapport entre la valeur du débit maximum de l'hydrogramme de ruissellement unitaire et le débit moyen de la crue supposée uniformément répartie sur toute la durée du temps de base. Pour le Sahel les coefficients suivants sont proposés :

S(Km <sup>2</sup> )	2	10	25	50	150
$\alpha$	2.6	2.6	2.5	3	3.10

## **2.METHODE CIEH**

### **HYPOTHESES DE BASES :**

Les hypothèses de base de cette méthode sont :

- La méthode s'applique sur des bassins couvrant des superficies de 0.02 à 2000 Km<sup>2</sup> ;
- Les bassins reçoivent des pluies annuelles comprises entre 95 et 2000 mm.

### **METHODE CIEH**

La méthode consiste à sélectionner les caractéristiques qui expliquent le plus les débits décennaux de l'échantillon de départ.

Les résultats de calcul sont soit présentés sous forme d'équation, soit traduit en abaque avec dans chaque variante deux cas d'estimations :

- le cas où on connaît le coefficient de ruissellement
- le cas où on ne connaît pas du tout le coefficient de ruissellement

#### **A. Utilisation des équations**

Les meilleures équations d'estimations du débit décennal sont :

➤  **$K_{r10}$  connu** :  $Q_{\max} = a \cdot S^b \cdot Ig^c \cdot K_{r10}^d$

Avec  $Q_{\max}$  : débit décennal

$S$  : superficie en  $Km^2$

$Ig$  : indice global de pente en  $m/Km$

$K_{r10}$  : coefficient de ruissellement

$A, b, c, d$  : coefficients numériques déterminés par les hauteurs

➤  **$K_{r10}$  non connu**  $Q_{\max} = a \cdot S^b \cdot Ig^c \cdot Pan^d$

$Pan$  : pluviométrie annuelle

Remarque : L'équation du débit décennale en fonction de  $K_{r10}$  est la meilleure que la précédente mais est assez risqué car le coefficient de ruissellement  $K_{r10}$  est le paramètre le plus sujet à causes et d'ailleurs sa détermination n'est nécessaire que dans les zones à forte pluviométrie ( $Pan > 1200$  mm) ou peut être utile dans les zones intermédiaires ( $800 < Pan < 1200$  mm).

### B. Utilisation des abaques

La connaissance du débit de crue décennale est assez bonne en zone sahélienne à partir des seuls renseignements géomorphologiques. A la suite d'études expérimentales sur 162 bassins, les auteurs C. PUECH et CHABI - GONNI ont établi des abaques pour l'estimation de la crue décennale à partir des seuls paramètres suivants :

- La surface du bassin versant  $S$  ;
- La pluie annuelle  $Pan$  ;
- L'indice global de pente  $Ig$  ;
- La zone géographique du bassin versant.

La méthode est proposée avec différents découpages en zones géographiques suivant les isohyètes annuelles et suivant les pays. En Afrique de l'ouest on définit :

A.O : Afrique de l'ouest

A.O1 : Afrique de l'ouest  $Pan \leq 1200$  mm

A.O2 : Afrique de l'ouest  $1200 \leq Pan \leq 1600$  mm

A.O3 : Afrique de l'ouest  $Pan \geq 1200$  mm

A.O4 : Afrique de l'ouest  $Pan \geq 1600$  mm

➤ Estimation de l'indice globale de pente

L'indice global de pente  $I_g$  est déterminé à partir de la courbe hypsométrique donnée par la superficie du bassin versant située au-dessus d'une altitude  $H$  en fonction de cette altitude.

$$I_g = \frac{\Delta H}{L}$$

$\Delta H$  : la dénivelée entre les points d'abscisses 5 % et 95 % de la courbe hypsométrique ;

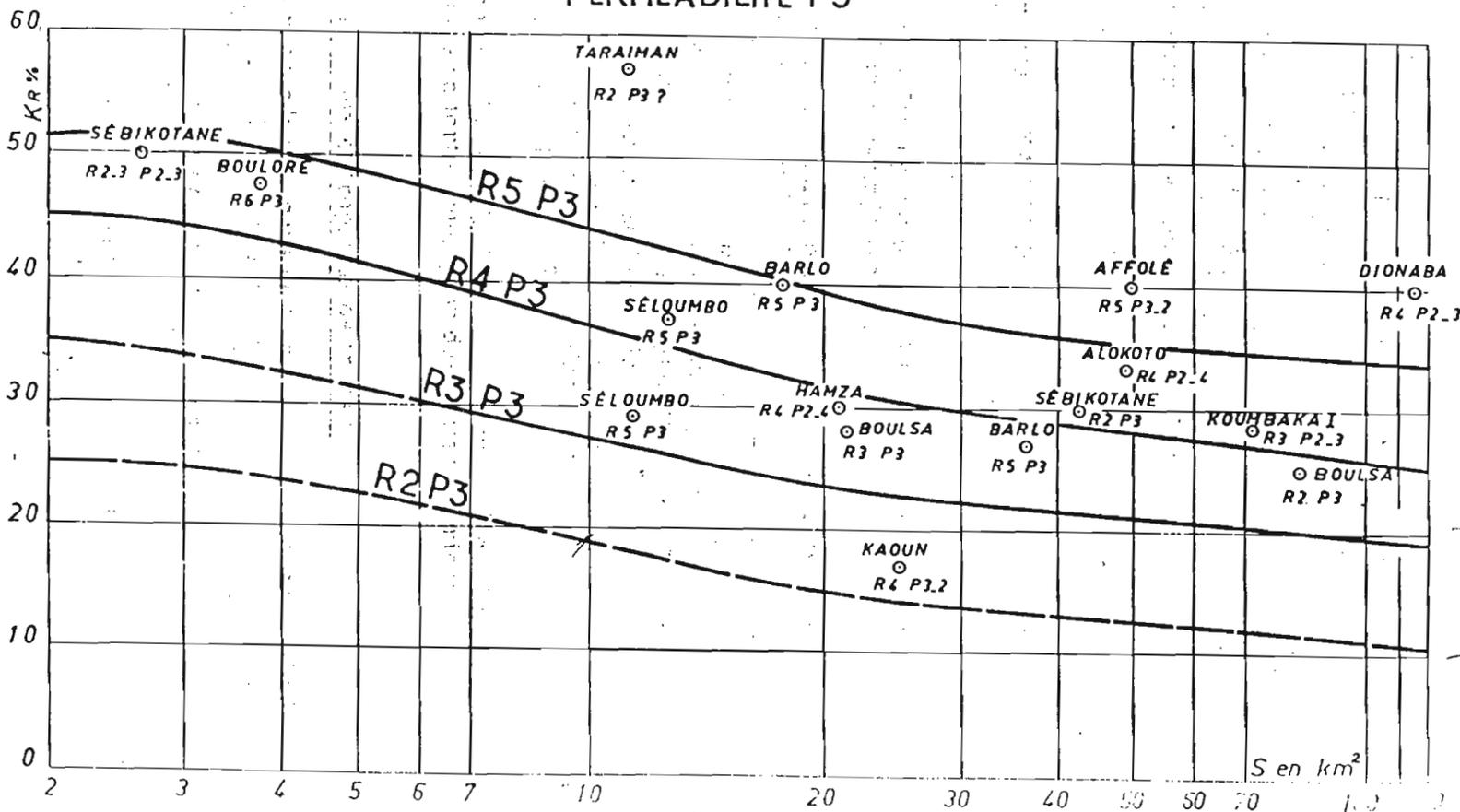
$L$  : la longueur du rectangle équivalent ;

# COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

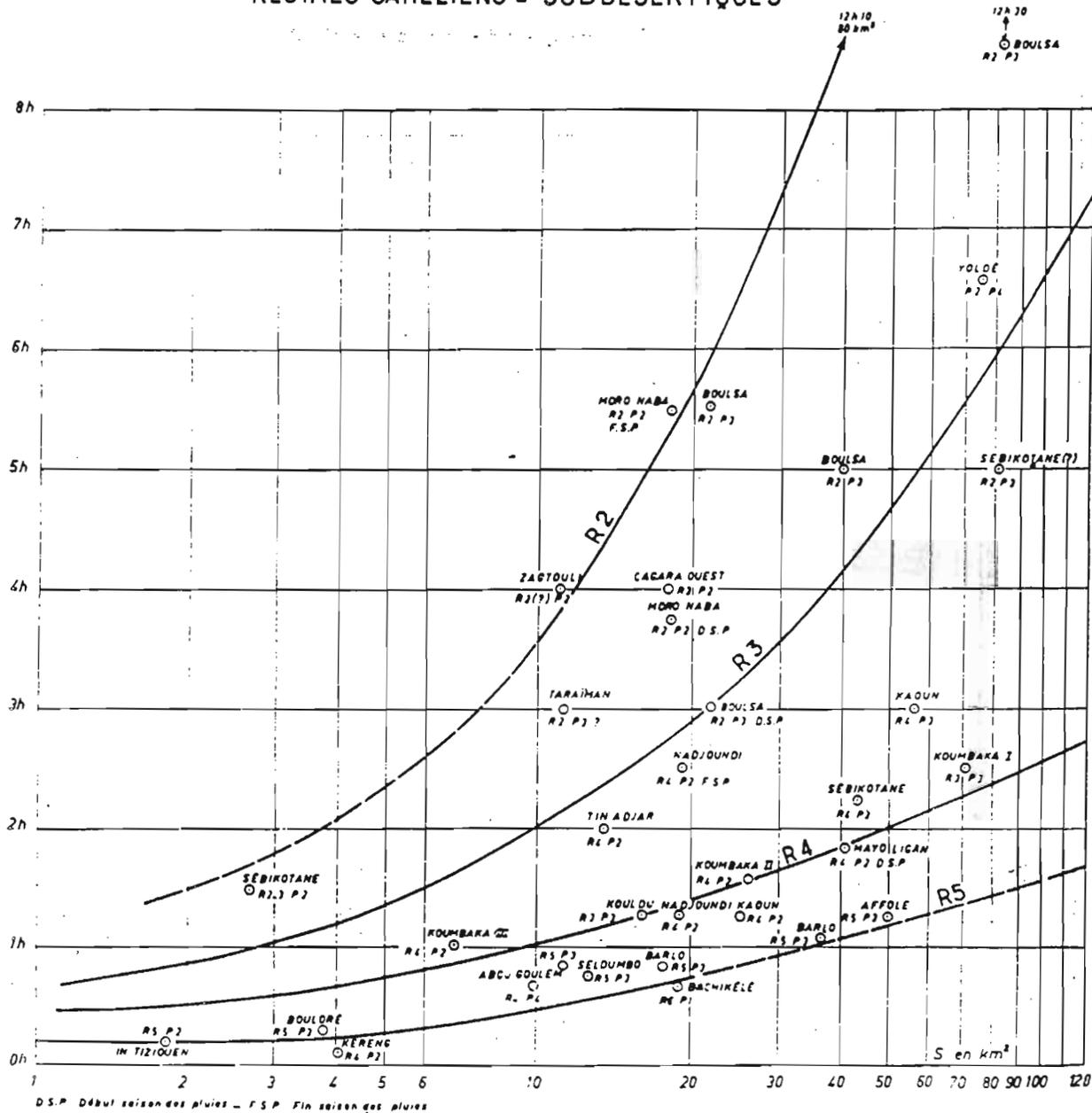
Régimes sahéliens et subdésertiques

(P varie de 150 à 800 mm.)

PERMEABILITÉ P3



# Temps de montée en fonction de R et de S RÉGIMES SAHÉLIENS - SUBDÉSERTIQUES

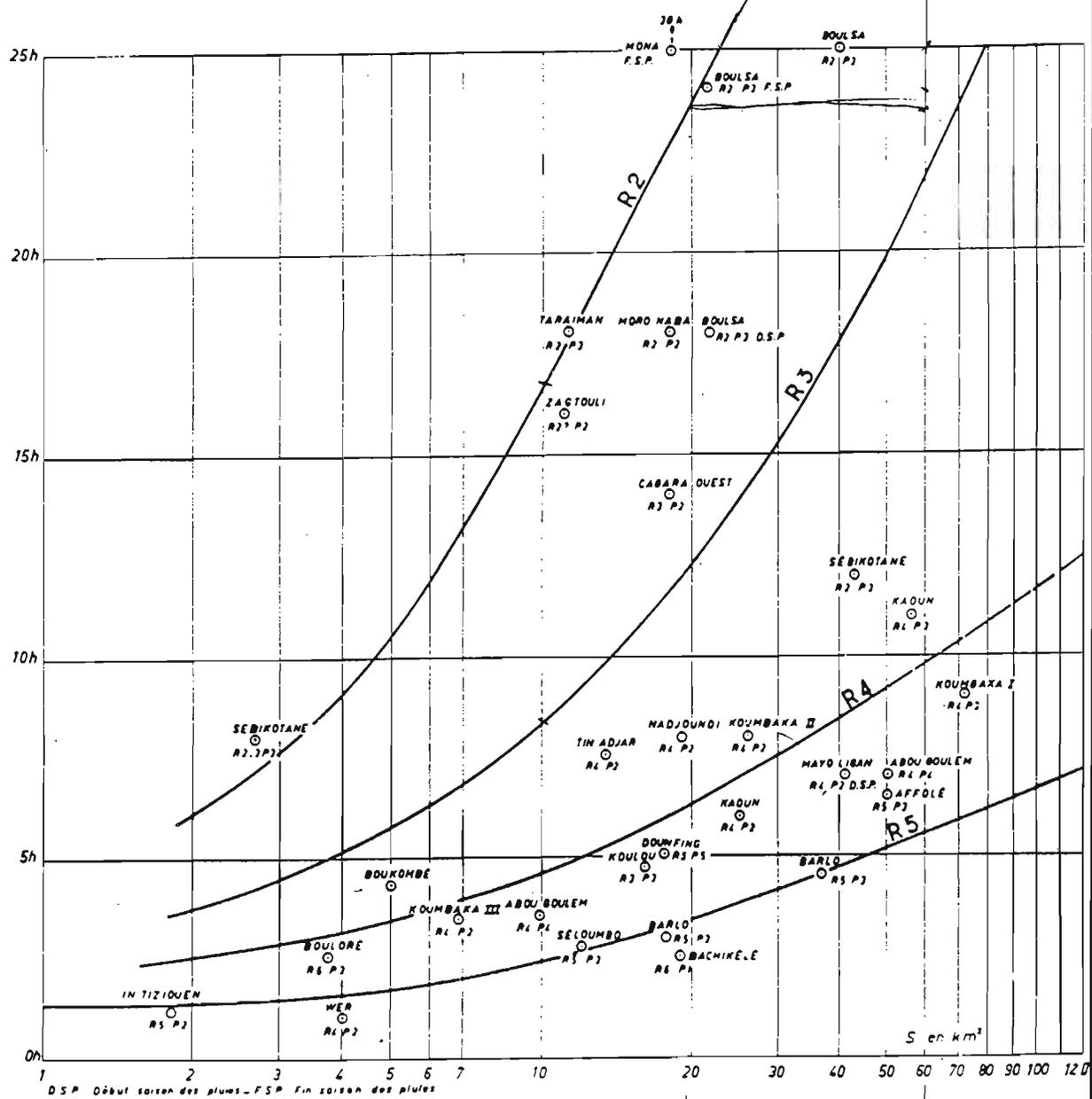


Gr-9

$\frac{7}{3} \times 5h$

12

# Temps de base en fonction de R et de S RÉGIMES SAHÉLIENS-SUBDÉSERTIQUES



Surface

(km<sup>2</sup>)

1000

800

700

600

500

400

300

200

150

100

80

70

60

50

40

30

20

15

10

8

6

5

4

3

2

1.5

1

0.8

0.6

0.5

0.4

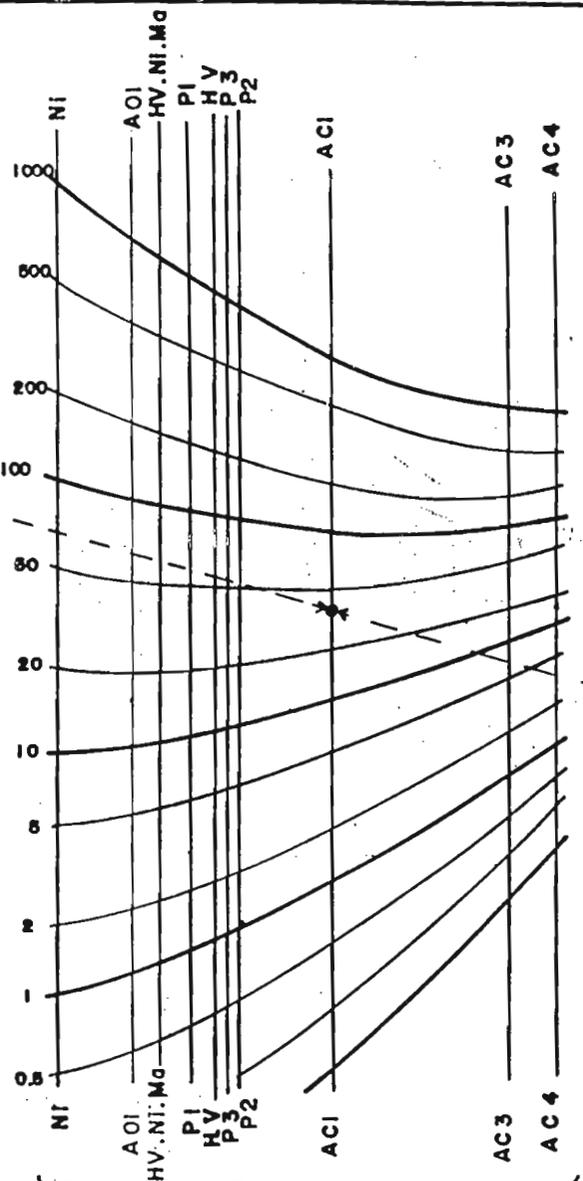
0.3

0.2

0.15

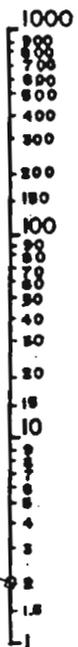
0.1

Surface



1000 m<sup>3</sup>/s  
 500  
 200 m<sup>3</sup>/s  
 100  
 50  
 20  
 10 m<sup>3</sup>/s  
 5  
 2  
 1 m<sup>3</sup>/s  
 0.5  
 0.2  
 0.1 m<sup>3</sup>/s

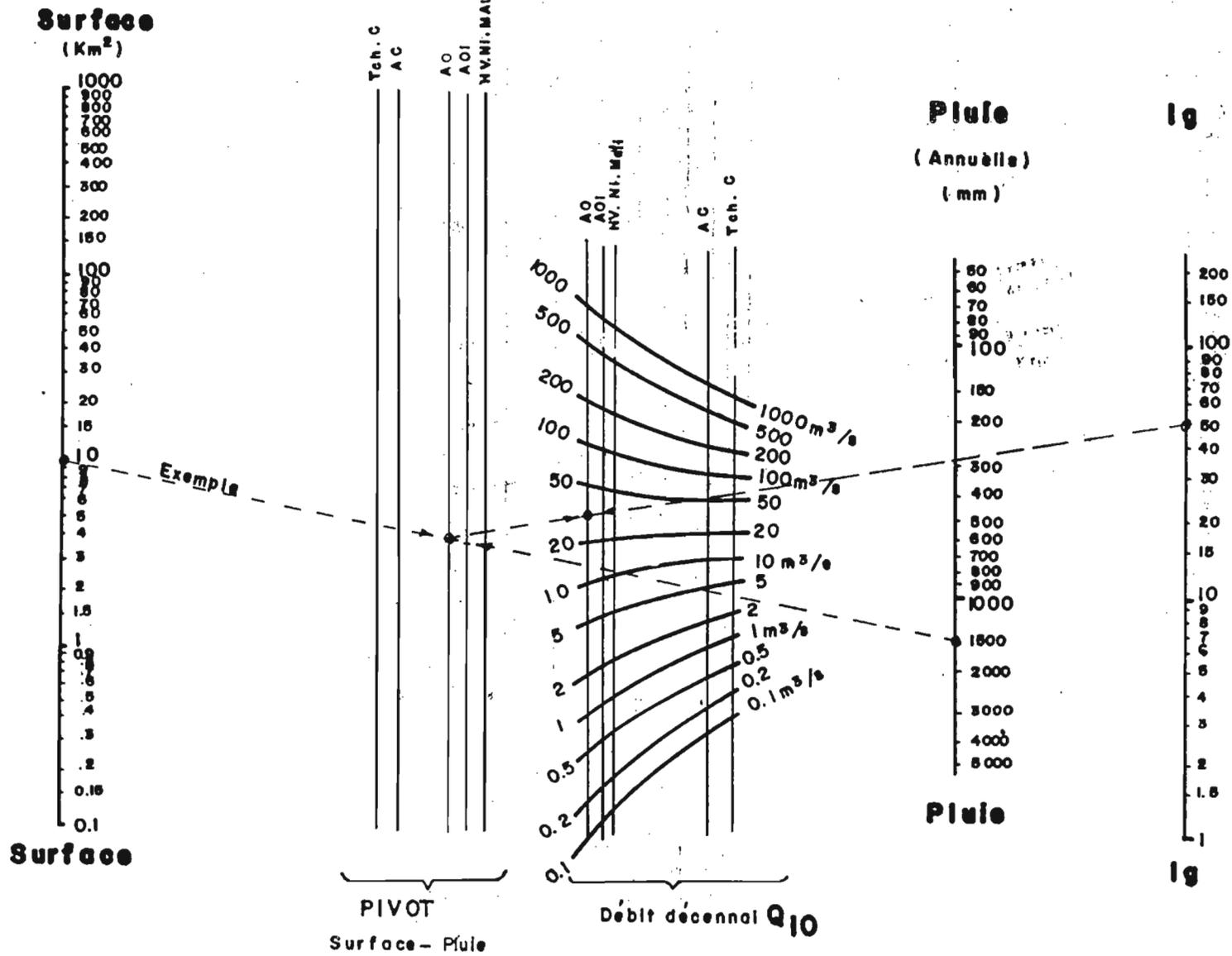
lg



lg

Débit décennal Q<sub>10</sub>

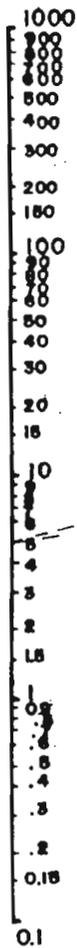
ABaque DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL



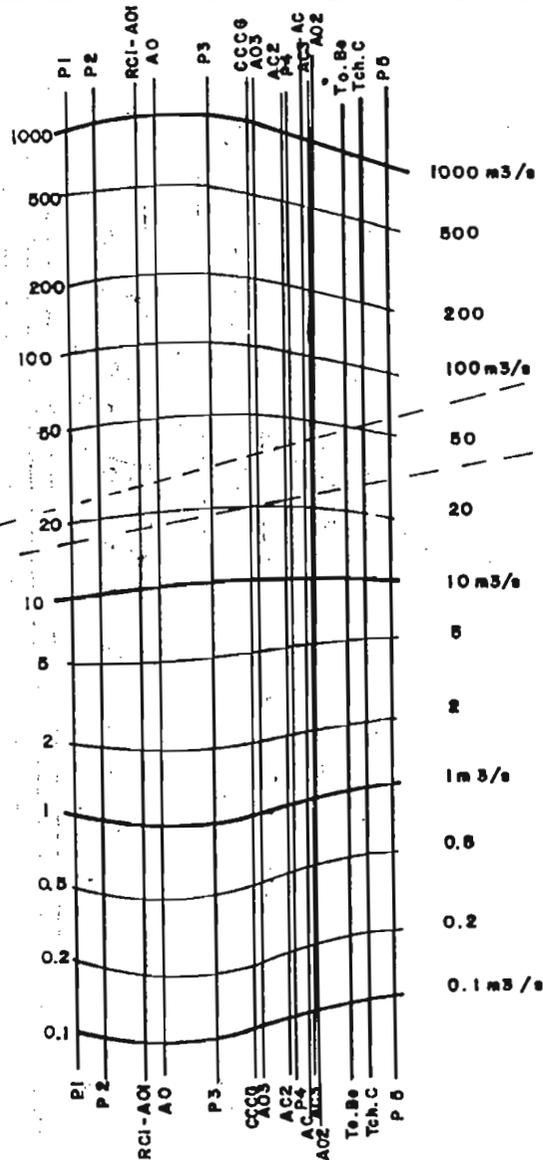
ABAUQUE DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

Surface

(km<sup>2</sup>)

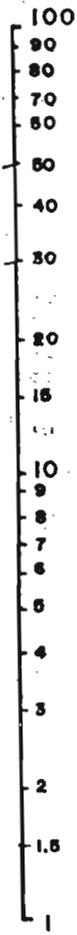


Surface



Débit décennal  $Q_{10}$

$K_{r10}$   
(%)



$K_{r10}$

Exemple 1  
 $K_{r10} = 50\%$

Exemple 2  
 $K_{r10} = 30\%$

ABaque DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL



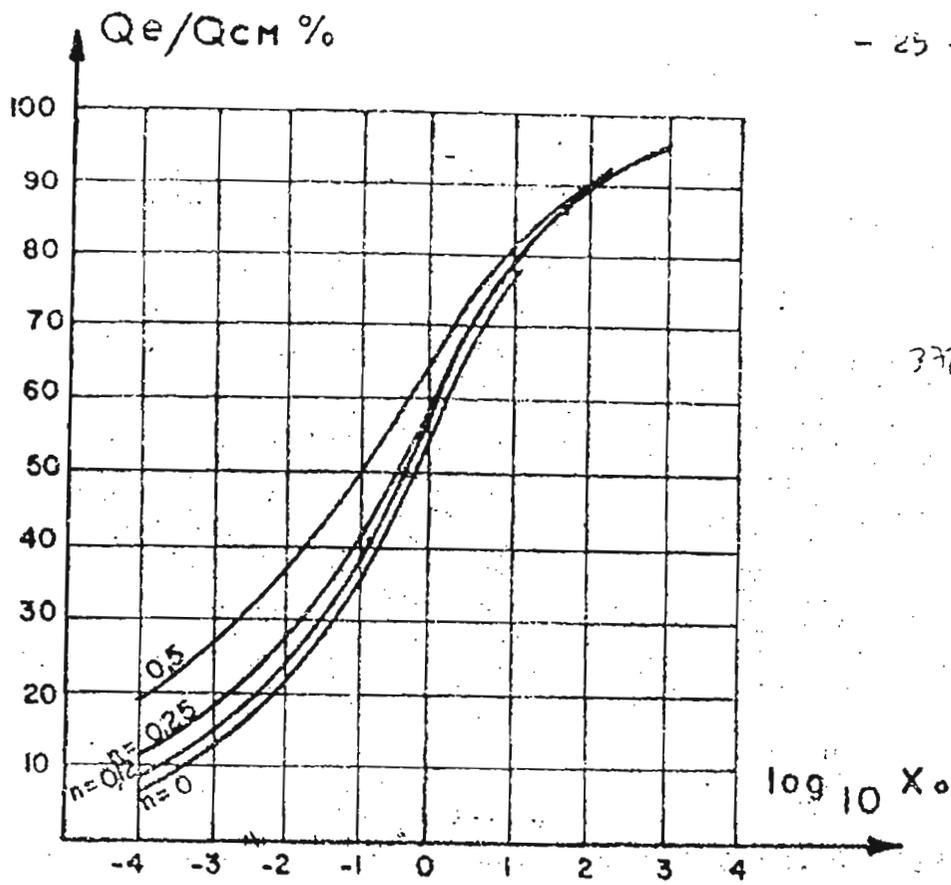


FIG:9

Effet du laminage (exprimé en pourcentage par rapport à la crue la plus forte) pour diverses valeurs du coefficient  $n$  de Montana.

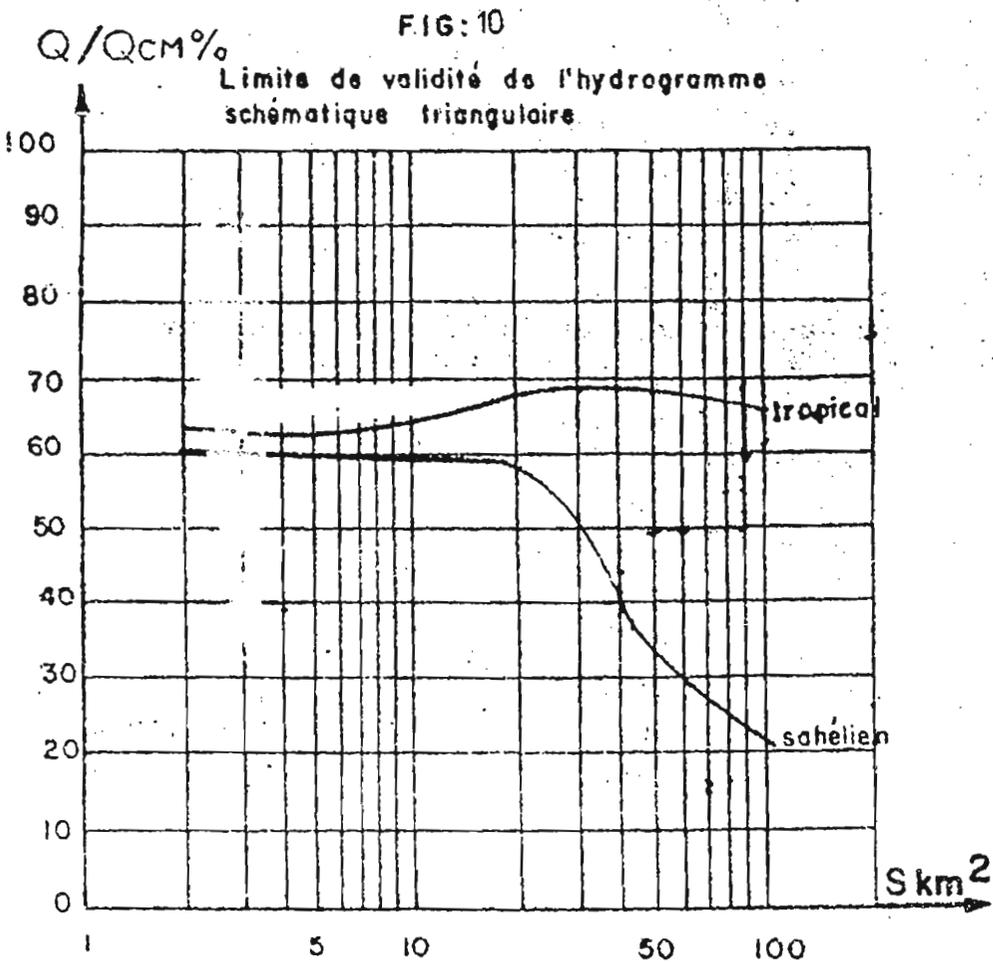


FIG:10

Limite de validité de l'hydrogramme schématique triangulaire.

**Tableau 4.2.1**  
**Pluviométrie annuelle: Fimela**

Année	P(mm)	m/5	i	P	F(x)
1975	712,1		1	277,3	0,02
1976	713,2		2	290,5	0,06
1977	290,5	621,1	3	331,2	0,10
1978	789,2	545,0	4	391,6	0,14
1979	600,7	514,8	5	431,9	0,18
1980	331,2	565,9	6	444,6	0,22
1981	562,2	463,5	7	449	0,26
1982	546,1	445,8	8	470,1	0,30
1983	277,3	481,2	9	471,5	0,34
1984	512,3	458,5	10	481,7	0,38
1985	508,0	435,7	11	494,4	0,42
1986	449,0	502,3	12	508	0,46
1987	431,9	597,1	13	512,3	0,50
1988	610,2	591,8	14	546,1	0,54
1989	986,2	596,0	15	560,6	0,58
1990	481,7	588,0	16	562,2	0,62
1991	470,1	564,8	17	585,5	0,66
1992	391,6	479,7	18	600,7	0,70
1993	494,4	523,0	19	610,2	0,74
1994	560,6	546,1	20	698,5	0,78
1995	698,5	556,7	21	712,1	0,82
1996	585,5	552,1	22	713,2	0,86
1997	444,6	666,0	23	789,2	0,90
1998	471,5		24	986,2	0,94
1999	1129,7		25	1129,7	0,98
		Pmax	1129,7		
		Pmin	277,3		
		$\Delta P_{max}$	852,4		
		Moyenne	561,9		
		médiane	512,3		
		mode	530,0		
		Ecart-type	197,5		

Tableau 4.2.2  
Pluviométrie annuelle:Fatick

Années	P(mm)	m/5	i	P	F(x)
1918	881,5		1	272,4	0,007
1919	295,2		2	295,2	0,020
1920	758,9	716,480	3	298,1	0,033
1921	775,5	679,400	4	315	0,047
1922	871,3	812,700	5	335,3	0,060
1923	696,1	814,920	6	373,2	0,073
1924	961,7	791,440	7	394,4	0,087
1925	770,0	825,360	8	402,8	0,100
1926	658,1	836,600	9	412,3	0,113
1927	1040,9	834,560	10	423	0,127
1928	752,3	828,760	11	444,5	0,140
1929	951,5	809,900	12	473,7	0,153
1930	741,0	752,140	13	481,1	0,167
1931	563,8	774,700	14	488,2	0,180
1932	752,1	755,680	15	514,2	0,193
1933	865,1	803,780	16	517,7	0,207
1934	856,4	913,940	17	536,8	0,220
1935	981,5	986,760	18	556,7	0,233
1936	1114,6	951,240	19	563,8	0,247
1937	1116,2	891,300	20	574,8	0,260
1938	687,5	848,100	21	578,6	0,273
1939	556,7	714,080	22	598,7	0,287
1940	765,5	610,880	23	600,2	0,300
1941	444,5	684,360	24	605,4	0,313
1942	600,2	726,160	25	629,3	0,327
1943	1054,9	733,700	26	629,9	0,340
1944	765,7	833,440	27	636,2	0,353
1945	803,2	847,440	28	638,9	0,367
1946	943,2	795,640	29	642,5	0,380
1947	670,2	823,520	30	644,3	0,393
1948	795,9	906,920	31	658,1	0,407
1949	905,1	921,280	32	665,8	0,420
1950	1220,2	967,420	33	668,2	0,433
1951	1015,0	980,000	34	670,2	0,447
1952	900,9	924,840	35	672,6	0,460
1953	858,8	876,540	36	687,5	0,473
1954	629,3	842,020	37	696,1	0,487
1955	978,7	872,080	38	741	0,500
1956	842,4	865,860	39	747,5	0,513
1957	1051,2	865,980	40	752,1	0,527
1958	827,7	799,100	41	752,3	0,540
1959	629,9	764,260	42	758,9	0,553
1960	644,3	650,240	43	765,5	0,567
1961	668,2	644,720	44	765,7	0,580
1962	481,1	689,060	45	770	0,593
1963	800,1	688,700	46	775,5	0,607
1964	851,6	711,680	47	783,1	0,620
1965	642,5	810,780	48	795,9	0,633
1966	783,1	717,820	49	800,1	0,647
1967	976,6	737,540	50	802,7	0,660
1968	335,3	706,680	51	803,2	0,673

**Tableau 4.2.2(suite)**  
**Pluviométrie annuelle:Fatick**

Années	P(mm)	m/5	i	P	F(x)														
1969	950,2	710,600	52	827,7	0,687														
1970	488,2	574,900	53	842,4	0,700														
1971	802,7	586,720	54	851,6	0,713														
1972	298,1	479,140	55	856,4	0,727														
1973	394,4	514,660	56	858,8	0,740														
1974	412,3	488,640	57	865,1	0,753														
1975	665,8	503,660	58	871,3	0,767														
1976	672,6	505,340	59	881,5	0,780														
1977	373,2	526,420	60	900,9	0,793														
1978	402,8	456,260	61	905,1	0,807														
1979	517,7	424,580	62	943,2	0,820														
1980	315,0	465,660	63	950,2	0,833														
1981	514,2	439,580	64	951,5	0,847														
1982	578,6	443,400	65	961,7	0,860														
1983	272,4	508,180	66	976,6	0,873														
1984	536,8	532,580	67	978,7	0,887														
1985	638,9	531,820	68	981,5	0,900														
1986	636,2	598,420	69	1015	0,913														
1987	574,8	610,800	70	1040,9	0,927														
1988	605,4	632,520	71	1051,2	0,940														
1989	598,7	589,880	72	1054,9	0,953														
1990	747,5	569,660	73	1114,6	0,967														
1991	423,0		74	1116,2	0,980														
1992	473,7		75	1220,2	0,993														
<table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td style="text-align: right;">Pmax</td><td>1220,2</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">Pmin</td><td>272,4</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">ΔPmax</td><td>947,8</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">mode</td><td>750,0</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">moyenne</td><td>712,352</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">médiane</td><td>741,0</td></tr> <tr><td style="text-align: right;">Ecart type</td><td>220,141</td></tr> </table>						Pmax	1220,2	Pmin	272,4	ΔPmax	947,8	mode	750,0	moyenne	712,352	médiane	741,0	Ecart type	220,141
Pmax	1220,2																		
Pmin	272,4																		
ΔPmax	947,8																		
mode	750,0																		
moyenne	712,352																		
médiane	741,0																		
Ecart type	220,141																		

Tableau 4.2.3  
Pluviométrie annuelles :Kaolack

Années	P(mm)	m/5	i(ordre)	P(mm)	F(x)
1918	953,7		1	304,1	0,0067
1919	566,6		2	357,3	0,0200
1920	769,5	789,6	3	361,1	0,0333
1921	523,9	751,2	4	378,0	0,0467
1922	1134,5	862,8	5	418,1	0,0600
1923	761,5	949,4	6	429,3	0,0733
1924	1124,7	979,1	7	440,2	0,0867
1925	1202,6	994,4	8	458,4	0,1000
1926	672,1	1055,3	9	464,4	0,1133
1927	1211,3	998,3	10	473,8	0,1267
1928	1066,0	941,8	11	473,8	0,1400
1929	839,5	962,4	12	477,1	0,1533
1930	920,0	832,7	13	510,5	0,1667
1931	775,0	776,3	14	520,2	0,1800
1932	563,2	750,3	15	523,9	0,1933
1933	783,6	709,9	16	530,8	0,2067
1934	709,5	809,7	17	541,8	0,2200
1935	718,3	814,0	18	550,9	0,2333
1936	1274,0	815,7	19	563,2	0,2467
1937	584,7	812,1	20	566,1	0,2600
1938	792,2	799,6	21	566,6	0,2733
1939	691,3	648,8	22	568,0	0,2867
1940	655,8	638,1	23	584,7	0,3000
1941	520,2	697,7	24	591,0	0,3133
1942	530,8	698,9	25	602,9	0,3267
1943	1090,2	701,3	26	604,8	0,3400
1944	697,7	710,8	27	625,8	0,3533
1945	667,4	747,8	28	636,2	0,3667
1946	568,0	680,8	29	638,9	0,3800
1947	715,8	721,8	30	653,5	0,3933
1948	755,1	805,6	31	655,8	0,4067
1949	902,9	903,9	32	667,4	0,4200
1950	1086,2	996,0	33	672,1	0,4333
1951	1059,4	998,9	34	672,6	0,4467
1952	1176,6	998,1	35	691,3	0,4600
1953	769,5	930,9	36	691,5	0,4733
1954	898,8	898,1	37	697,7	0,4867
1955	750,4	847,2	38	709,5	0,5000
1956	895,2	909,4	39	715,8	0,5133
1957	922,3	854,8	40	716,7	0,5267
1958	1080,3	825,3	41	718,3	0,5400
1959	625,8	801,2	42	732,9	0,5533
1960	602,9	737,7	43	747,5	0,5667
1961	774,8	656,2	44	750,4	0,5800
1962	604,8	728,9	45	750,6	0,5933
1963	672,6	694,1	46	755,1	0,6067
1964	989,2	728,6	47	761,5	0,6200
1965	429,3	776,5	48	769,5	0,6333
1966	946,9	750,4	49	769,5	0,6467
1967	844,7	699,1	50	774,8	0,6600
1968	541,8	708,7	51	775,0	0,6733
1969	732,9	689,3	52	783,6	0,6867

Tableau 4.2.3 (suite)  
Pluviométrie annuelles :Kaolack

Années	P(mm)	m/5	i(ordre)	P(mm)	F(x)
1970	477,1	615,1	53	792,2	0,7000
1971	849,9	601,5	54	839,5	0,7133
1972	473,8	543,0	55	844,7	0,7267
1973	473,8	597,0	56	849,9	0,7400
1974	440,2	519,9	57	895,2	0,7533
1975	747,5	497,4	58	898,8	0,7667
1976	464,4	530,4	59	902,9	0,7800
1977	361,1	544,5	60	920,0	0,7933
1978	638,9	478,6	61	922,3	0,8067
1979	510,5	503,9	62	946,9	0,8200
1980	418,1	562,4	63	953,7	0,8333
1981	591,0	495,4	64	989,2	0,8467
1982	653,5	506,6	65	1059,4	0,8600
1983	304,1	573,1	66	1066,0	0,8733
1984	566,1	582,1	67	1080,3	0,8867
1985	750,6	561,6	68	1086,2	0,9000
1986	636,2	639,1	69	1090,2	0,9133
1987	550,9	669,2	70	1124,7	0,9267
1988	691,5	610,7	71	1134,5	0,9400
1989	716,7	555,0	72	1176,6	0,9533
1990	458,4	520,4	73	1202,6	0,9667
1991	357,3		74	1211,3	0,9800
1992	378,0		75	1274,0	0,9933
Pmax			1274,0		
Pmin			304,1		
$\Delta P_{max}$			969,9		
Moyenne			728,7		
Mode			750,0		
Médiane			709,5		
Ecart-type			230,092		

Figure 3.2.a: Pluviométrie annuelle-FIMELA



Figure 4.2.b: Pluviométrie annuelle-FATICK

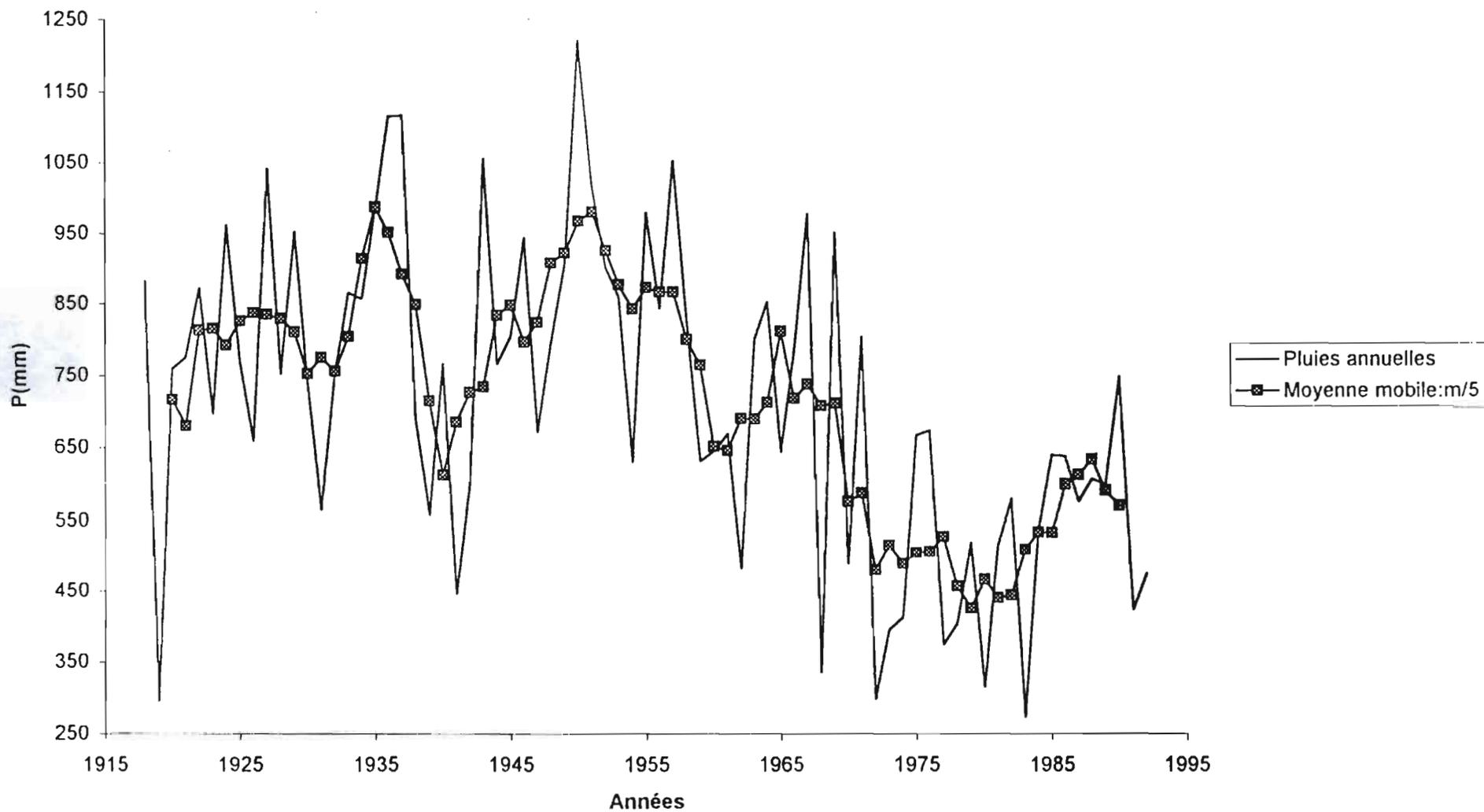


Figure 4.2.c: Pluviométrie annuelle-KAOLACK

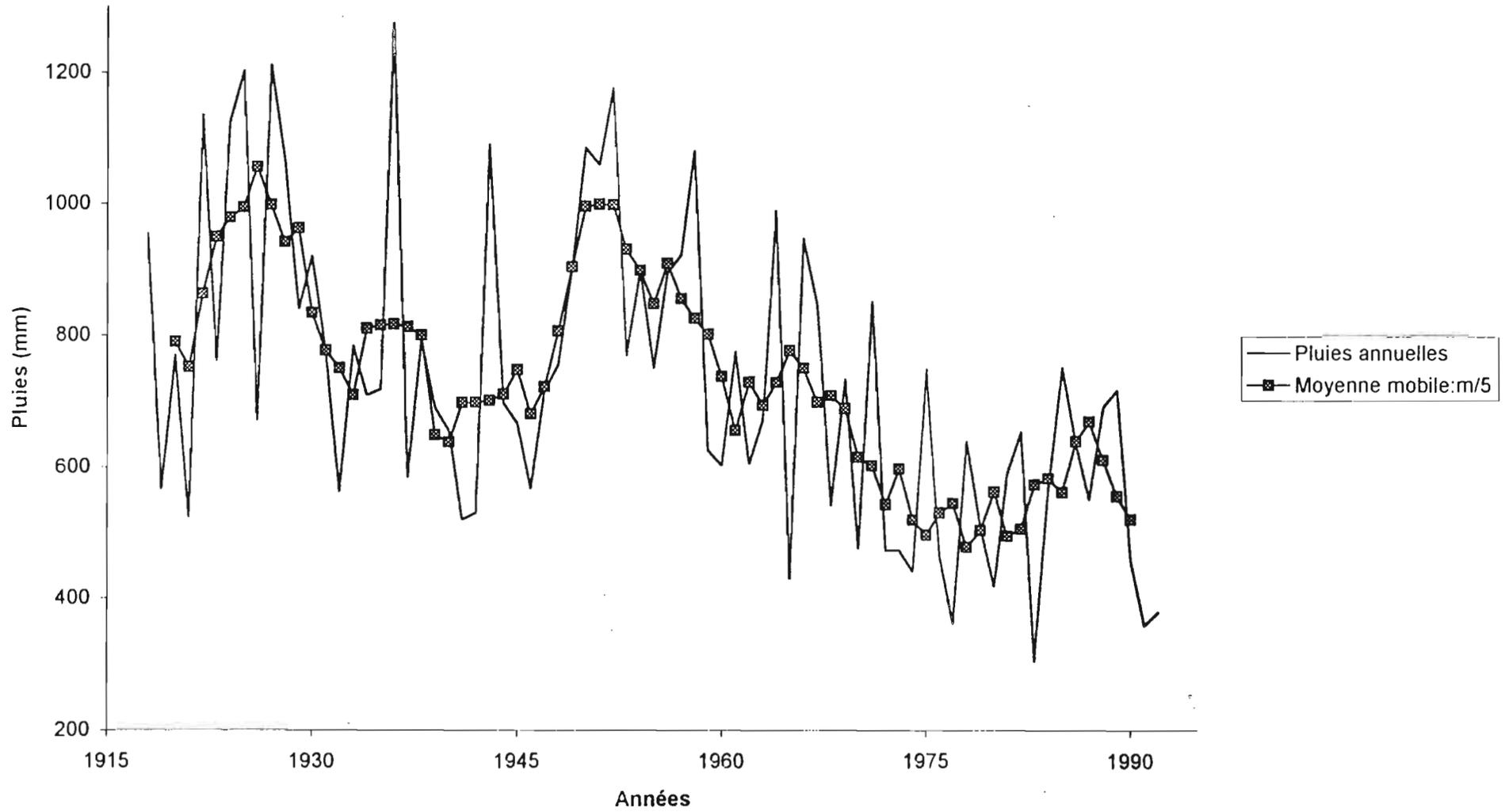


Figure 4.2.d: Fréquence de non-dépassement: F(x)-FIMELA

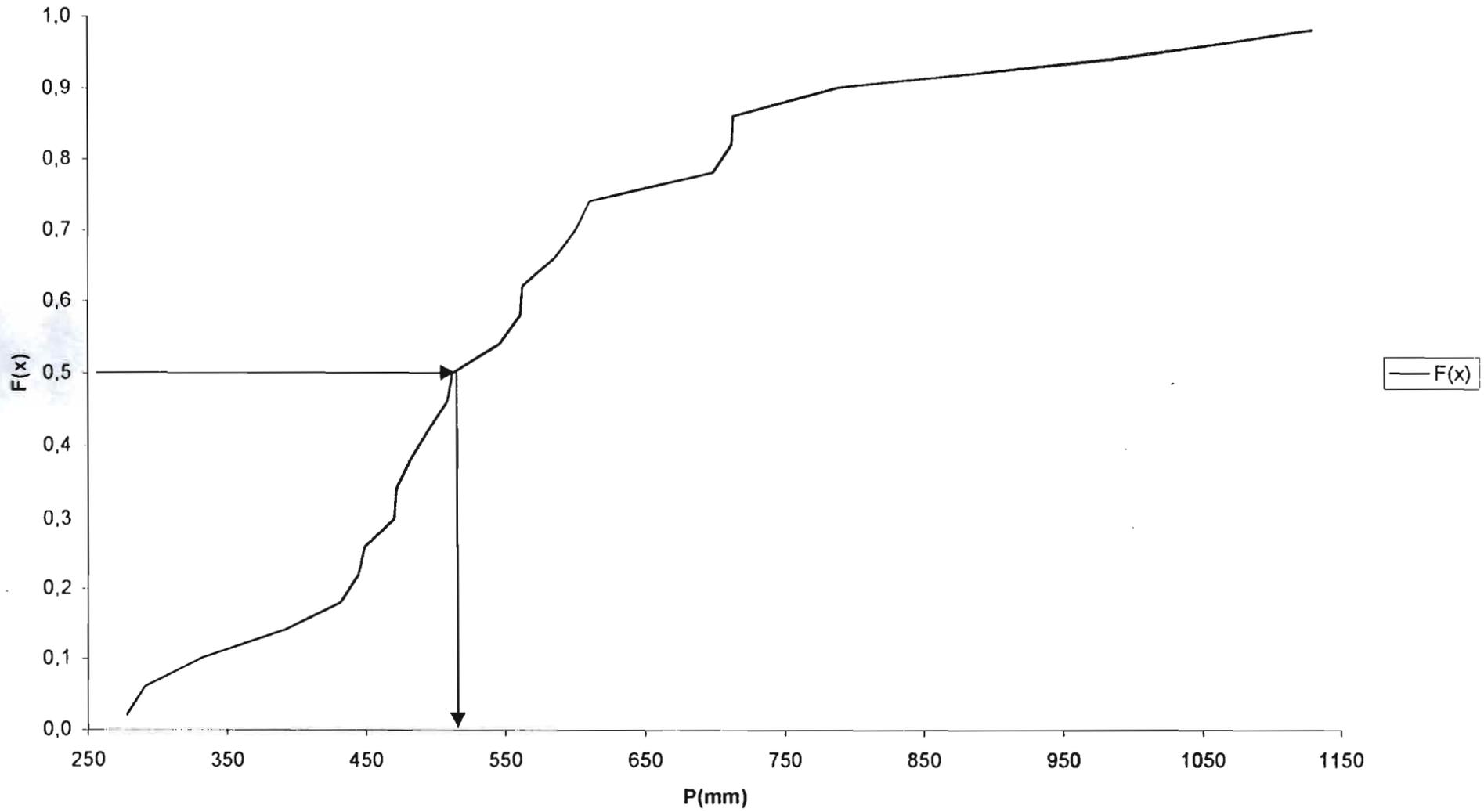


Figure 4.2e:Fréquence de non-dépassement: F(x)-FATICK

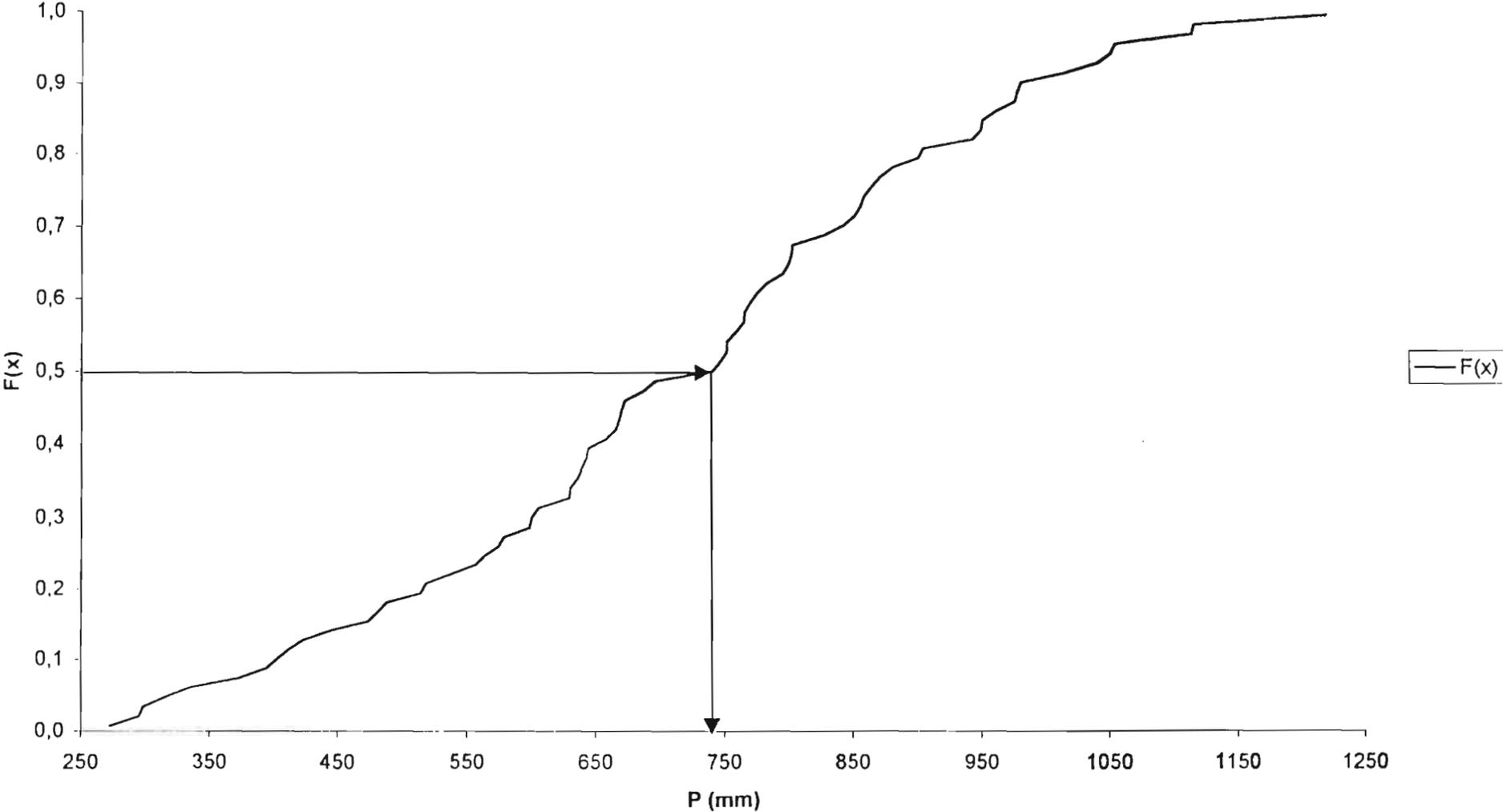
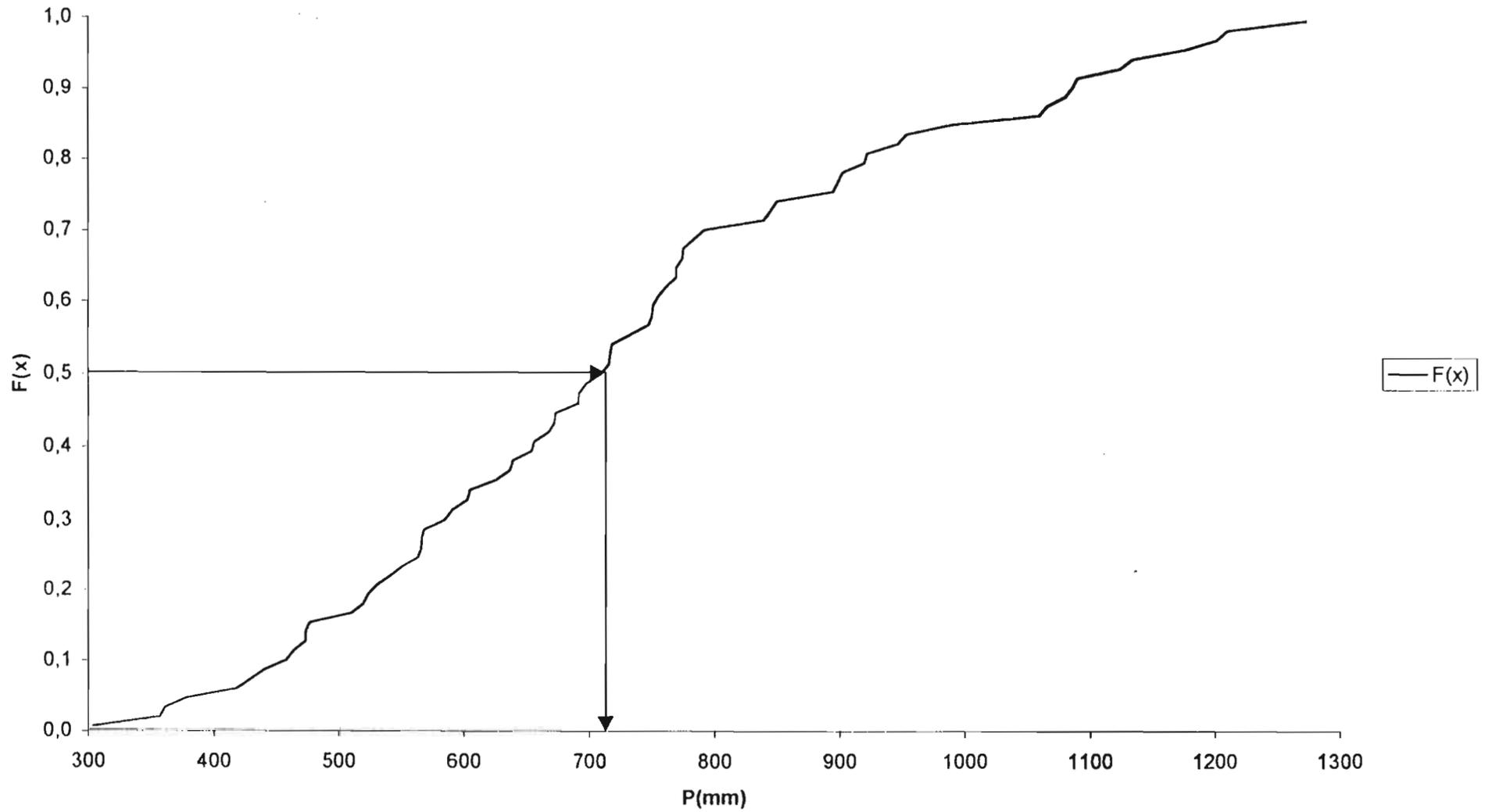


Figure 4.2.f: Fréquence de non-dépassement  $F(x)$ -KAOLACK



PLUIES ANNUELLES :INTERVALLES DE CONFIANCE

Tableau 4.2.4

Fimela				$\alpha = 0,80$			
Fi	0,02	0,1	0,2	0,5	0,8	0,9	0,95
Ui	-2,05	-1,28	-0,84	0	0,84	1,28	1,64
$X_{m+\sigma U_i}$	157,025	309,1	396	561,9	727,8	814,7	885,8
$\beta(F_i)$	2,92	1,76	1,43	1,25	1,43	1,76	2,48
$K_{\sigma\beta/n^{0,5}}$	147,64	88,99	72,30	63,20	72,30	88,99	125,39
Xmin	9,39	220,11	323,70	498,70	655,50	725,71	760,41
Xmax	304,66	398,09	468,30	625,10	800,10	903,69	1011,19
X observ.	277,3	331,2	512,3	529,2	705,3	789,2	1022,6

Tableau 4.2.5

Fatick				$\alpha = 0,80$			
Fi	0,02	0,1	0,2	0,5	0,8	0,9	0,95
Ui	-2,05	-1,28	-0,84	0	0,84	1,28	1,64
$X_{m+\sigma U_i}$	261,06	430,57	527,43	712,35	897,27	994,13	1073,38
$\beta(F_i)$	2,92	1,76	1,43	1,25	1,43	1,76	2,48
$K_{\sigma\beta/n^{0,5}}$	95,01	57,27	46,53	40,67	46,53	57,27	80,69
Xmin	166,05	373,31	480,91	671,68	850,74	936,87	992,69
Xmax	356,07	487,84	573,96	753,02	943,80	1051,40	1154,08
X observ.	295,2	402,8	517,7	741	905,1	981,5	1184

Tableau 4.2.6

Kaolack				$\alpha = 0,80$			
Fi	0,02	0,1	0,2	0,5	0,8	0,9	0,95
Ui	-2,05	-1,28	-0,84	0	0,84	1,28	1,64
$X_{m+\sigma U_i}$	257,01	434,18	535,42	728,70	921,98	1023,22	1106,05
$\beta(F_i)$	2,92	1,76	1,43	1,25	1,43	1,76	2,48
$K_{\sigma\beta/n^{0,5}}$	99,30	59,85	48,63	42,51	48,63	59,85	84,34
Xmin	157,71	374,33	486,79	686,19	873,35	963,36	1021,71
Xmax	356,31	484,04	584,05	771,21	970,61	1083,07	1190,39
X observ.	357,3	458,4	530,8	709,5	922,3	1086,2	1176,6

Figure 3.2.h: Intervalle de confiance-FIMELA

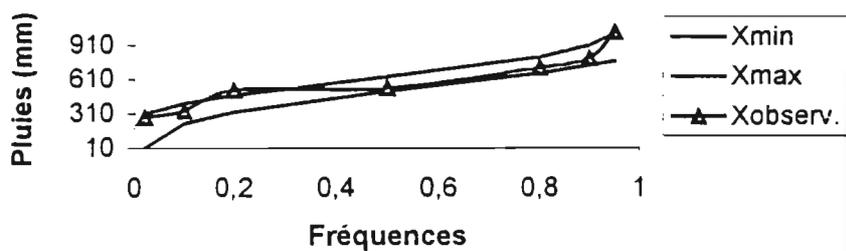


Figure 3.2.i: Intervalle de confiance-FATICK

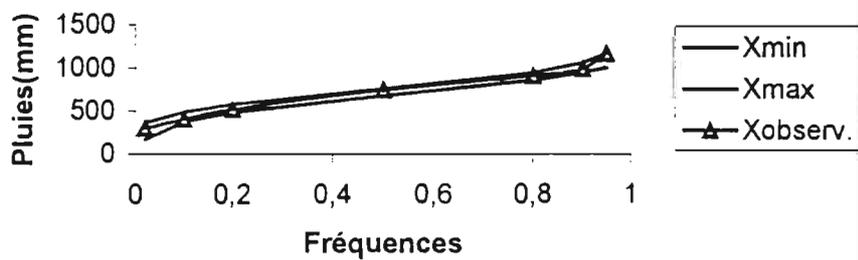


Figure 3.2.j: Intervalle de confiance-Kaolack

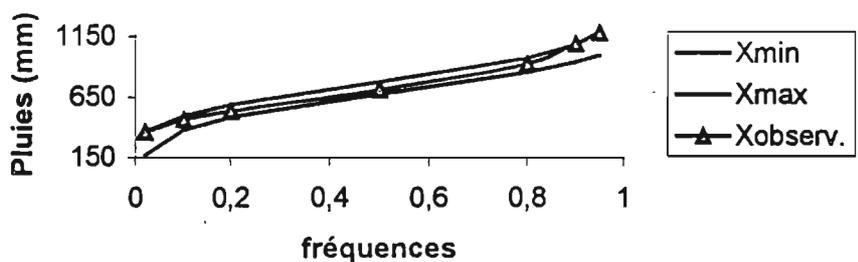


Tableau 4.4.1  
 PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES :FIMELA

Année	Pmax(mm)	i	Pmax(mm)	F(x)
1975	117,4	1	30,5	0,0385
1976	85,9	2	37,6	0,0769
1977	30,5	3	48,5	0,1154
1978	126,8	4	49,0	0,1538
1979	53,2	5	53,2	0,1923
1980	48,5	6	55,2	0,2308
1981	60,4	7	56,6	0,2692
1982	65,0	8	58,0	0,3077
1983	56,6	9	60,0	0,3462
1984	83,0	10	60,0	0,3846
1985	55,2	11	60,4	0,4231
1986	60,0	12	64,4	0,4615
1987	49,0	13	65,0	0,5000
1988	65,0	14	65,0	0,5385
1989	175,0	15	66,0	0,5769
1990	64,4	16	70,9	0,6154
1991	60,0	17	78,0	0,6538
1992	70,9	18	83,0	0,6923
1993	58,0	19	85,9	0,7308
1994	78,0	20	110,0	0,7692
1995	165,0	21	117,4	0,8077
1996	110,0	22	126,8	0,8462
1997	37,6	23	165,0	0,8846
1998	66,0	24	175,0	0,9231
1999	175,0	25	175,0	0,9615
	Pmax	175		
	Pmin	30,5		
	$\Delta P$	144,5		
	Incr.	14,45		
	Moyenne	80,7		
	Médiane	65,0		
	Mode	55		
	Ecart-type(s)	41,09		
	$\sigma_N$	1,09		
	YN	0,53		
	$\gamma$	0,03		
	$\sigma$	37,65		
	u	60,67		
	Cv	0,51		
	Cs	1,36		

Tableau 4.4.2

## PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES :FATICK

Année	Pmax(mm)	i	Pmax(mm)	F(x)
1918	129,0	1	30,6	0,0132
1919	36,2	2	36,2	0,0263
1920	125,0	3	40,6	0,0395
1921	124,5	4	40,7	0,0526
1922	62,2	5	42,4	0,0658
1923	109,4	6	45,0	0,0789
1924	80,3	7	48,6	0,0921
1925	94,9	8	52,0	0,1053
1926	83,2	9	53,6	0,1184
1927	73,9	10	56,0	0,1316
1928	74,0	11	57,8	0,1447
1929	110,5	12	58,1	0,1579
1930	76,5	13	59,0	0,1711
1931	74,0	14	59,6	0,1842
1932	103,2	15	60,4	0,1974
1933	87,4	16	60,8	0,2105
1934	81,0	17	61,8	0,2237
1935	73,4	18	62,2	0,2368
1936	120,3	19	63,3	0,2500
1937	59,0	20	64,4	0,2632
1938	69,6	21	65,0	0,2763
1939	52,0	22	67,5	0,2895
1940	70,1	23	68,9	0,3026
1941	63,3	24	69,6	0,3158
1942	64,4	25	70,1	0,3289
1943	94,9	26	70,6	0,3421
1944	78,4	27	70,8	0,3553
1945	85,2	28	71,5	0,3684
1946	133,8	29	71,7	0,3816
1947	72,6	30	72,6	0,3947
1948	125,0	31	73,4	0,4079
1949	70,8	32	73,4	0,4211
1950	166,2	33	73,9	0,4342
1951	78,3	34	74,0	0,4474
1952	65,0	35	74,0	0,4605
1953	78,0	36	75,8	0,4737
1954	86,7	37	76,5	0,4868
1955	77,5	38	77,5	0,5000
1956	92,0	39	78,0	0,5132
1957	157,0	40	78,3	0,5263
1958	153,1	41	78,4	0,5395
1959	68,9	42	80,3	0,5526
1960	97,5	43	81,0	0,5658
1961	60,8	44	82,0	0,5789
1962	70,6	45	82,2	0,5921
1963	59,6	46	83,2	0,6053
1964	71,5	47	83,9	0,6184
1965	67,5	48	85,2	0,6316
1966	130,0	49	86,6	0,6447
1967	122,9	50	86,7	0,6579

Tableau 4.4.2(suite)  
 PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES :FATICK

Année	Pmax(mm)	i	Pmax(mm)	F(x)
1968	30,6	51	87,0	0,6711
1969	83,9	52	87,4	0,6842
1970	61,8	53	88,8	0,6974
1971	182,1	54	92,0	0,7105
1972	42,4	55	94,9	0,7237
1973	57,8	56	94,9	0,7368
1974	73,4	57	97,5	0,7500
1975	48,6	58	102,3	0,7632
1976	106,6	59	103,2	0,7763
1977	75,8	60	106,6	0,7895
1978	87,0	61	109,4	0,8026
1979	86,6	62	110,5	0,8158
1980	40,6	63	120,3	0,8289
1981	88,8	64	122,9	0,8421
1982	102,3	65	124,5	0,8553
1983	40,7	66	125,0	0,8684
1984	147,3	67	125,0	0,8816
1985	53,6	68	129,0	0,8947
1986	71,7	69	130,0	0,9079
1987	58,1	70	133,8	0,9211
1988	45,0	71	147,3	0,9342
1989	82,0	72	153,1	0,9474
1990	56,0	73	157,0	0,9605
1991	60,4	74	166,2	0,9737
1992	82,2	75	182,1	0,9868
		<b>Pmax</b>	<b>182,1</b>	
		<b>Pmin</b>	<b>30,6</b>	
		<b>ΔP</b>	<b>151,5</b>	
		<b>Incr.</b>	<b>15,2</b>	
		<b>Moyenne</b>	<b>84,3520</b>	
		<b>Médiane</b>	<b>77,5</b>	
		<b>Mode</b>	<b>68,0</b>	
		<b>Ecart-type(s)</b>	<b>31,3011</b>	
		<b>σN</b>	<b>1,1893</b>	
		<b>YN</b>	<b>0,5559</b>	
		<b>α</b>	<b>0,0380</b>	
		<b>γ</b>	<b>26,3189</b>	
		<b>u</b>	<b>69,7213</b>	
		<b>Cv</b>	<b>0,3711</b>	
		<b>Cs</b>	<b>1,0116</b>	

Tableau 4.4.3

## PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES :KAOLACK

Année	Pmax(mm)	i	Pmax(mm)	F(x)
1918	76,2	1	31,7	0,0132
1919	59,7	2	32,8	0,0263
1920	88,1	3	35,1	0,0395
1921	69,0	4	36,8	0,0526
1922	106,0	5	40,4	0,0658
1923	70,5	6	43,5	0,0789
1924	131,4	7	44,2	0,0921
1925	127,2	8	44,5	0,1053
1926	85,2	9	46,4	0,1184
1927	97,0	10	46,8	0,1316
1928	82,0	11	47,4	0,1447
1929	61,0	12	52,7	0,1579
1930	100,0	13	53,2	0,1711
1931	81,5	14	53,7	0,1842
1932	53,7	15	56,5	0,1974
1933	127,3	16	57,9	0,2105
1934	79,0	17	59,6	0,2237
1935	81,5	18	59,7	0,2368
1936	102,1	19	60,0	0,2500
1937	44,5	20	60,0	0,2632
1938	77,5	21	60,1	0,2763
1939	56,5	22	60,5	0,2895
1940	122,4	23	60,7	0,3026
1941	84,5	24	61,0	0,3158
1942	61,2	25	61,2	0,3289
1943	73,5	26	63,7	0,3421
1944	44,2	27	63,7	0,3553
1945	40,4	28	64,1	0,3684
1946	66,8	29	64,3	0,3816
1947	47,4	30	66,8	0,3947
1948	79,7	31	69,0	0,4079
1949	131,7	32	69,4	0,4211
1950	114,8	33	70,5	0,4342
1951	80,5	34	71,7	0,4474
1952	123,3	35	72,7	0,4605
1953	36,8	36	72,8	0,4737
1954	72,9	37	72,9	0,4868
1955	52,7	38	73,5	0,5000
1956	85,4	39	76,2	0,5132
1957	72,7	40	77,5	0,5263
1958	153,1	41	77,8	0,5395
1959	83,8	42	78,7	0,5526
1960	64,3	43	79,0	0,5658
1961	95,5	44	79,7	0,5789
1962	77,8	45	79,7	0,5921
1963	64,1	46	80,5	0,6053
1964	214,5	47	81,5	0,6184
1965	69,4	48	81,5	0,6316
1966	79,7	49	82,0	0,6447
1967	60,0	50	82,0	0,6579

Tableau 4.4.3(suite)  
 PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES :KAOLACK

Année	Pmax(mm)	i	Pmax(mm)	F(x)
1968	60,7	51	83,8	0,6711
1969	107,0	52	84,5	0,6842
1970	72,8	53	85,2	0,6974
1971	107,6	54	85,4	0,7105
1972	63,7	55	87,0	0,7237
1973	63,7	56	88,1	0,7368
1974	43,5	57	92,9	0,7500
1975	82,0	58	94,0	0,7632
1976	46,4	59	95,5	0,7763
1977	87,0	60	97,0	0,7895
1978	59,6	61	100,0	0,8026
1979	31,7	62	102,1	0,8158
1980	60,5	63	106,0	0,8289
1981	60,1	64	107,0	0,8421
1982	57,9	65	107,6	0,8553
1983	35,1	66	114,8	0,8684
1984	115,7	67	115,7	0,8816
1985	92,9	68	122,4	0,8947
1986	71,7	69	123,3	0,9079
1987	46,8	70	127,2	0,9211
1988	78,7	71	127,3	0,9342
1989	94,0	72	131,4	0,9474
1990	53,2	73	131,7	0,9605
1991	60,0	74	153,1	0,9737
1992	32,8	75	214,5	0,9868
		Pmax	214,5	
		Pmin	31,7	
		$\Delta P$	182,8	
		Incr.	15,0	
		Moyenne	78,6	
		Médiane	73,5	
		Mode	75,0	
		Ecart-type(s)	30,6	
		$\sigma N$	1,1893	
		YN	0,5559	
		$\alpha$	0,0389	
		$\gamma$	25,69	
		u	64,32	
		Cv	0,4	
		Cs	1,5	

INTERVALLES DE CONFIANCE : PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES

Tableau 4.4.4

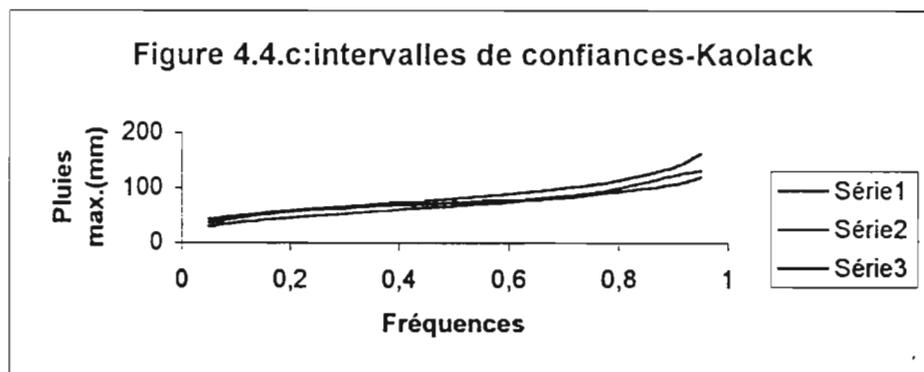
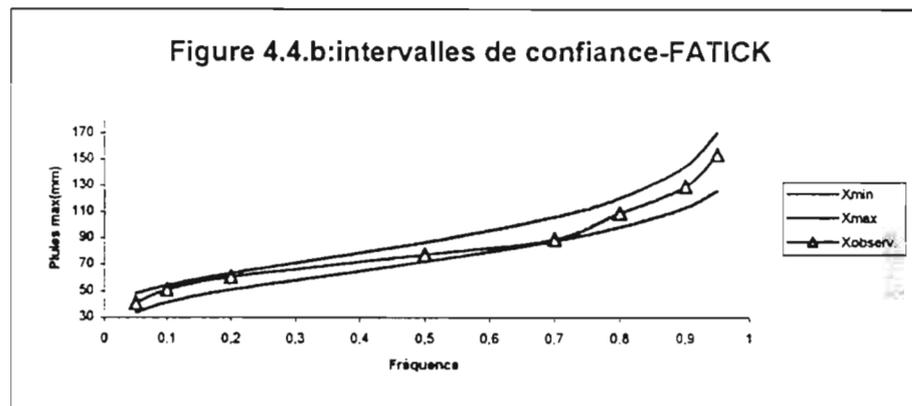
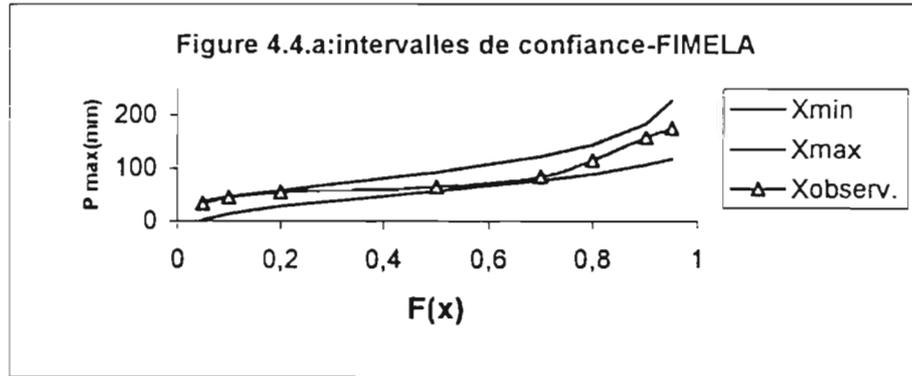
FIMELA		$\alpha = 90 \%$						
	0,05	0,1	0,2	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95
F	0,05	0,1	0,2	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95
$\beta(F)$	1,46	1,3	1,24	1,44	1,84	2,24	3,16	4,46
Y	-1,0972	-0,834	-0,4759	0,36651	1,03093	1,49994	2,25037	2,9702
X	19,36	29,27	42,75	74,47	99,48	117,14	145,40	172,50
A	18,0298	16,054	15,313	17,7828	22,7225	27,6622	39,0235	55,0774
Xmin	1,33	13,21	27,44	56,69	76,76	89,48	106,37	117,42
Xmax	37,39	45,32	58,07	92,25	122,21	144,80	184,42	227,58
X observ.	32,6	44,14	53,6	65	83,6	115,92	159	175

Tableau 4.4.5

FATICK		$\alpha = 90 \%$						
	0,05	0,1	0,2	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95
F	0,05	0,1	0,2	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95
$\beta(F)$	1,46	1,3	1,24	1,44	1,84	2,24	3,16	4,46
Y	-1,0972	-0,834	-0,4759	0,36651	1,03093	1,49994	2,25037	2,9702
X	40,84	47,77	57,19	79,37	96,85	109,20	128,95	147,90
A	7,27699	6,47951	6,18046	7,17731	9,171	11,1647	15,7502	22,2297
Xmin	33,57	41,29	51,01	72,19	87,68	98,03	113,20	125,67
Xmax	48,12	54,25	63,38	86,54	106,03	120,36	144,70	170,13
X observ.	40,7	50,6	60,42	77,5	88,95	108,84	129,4	153,3

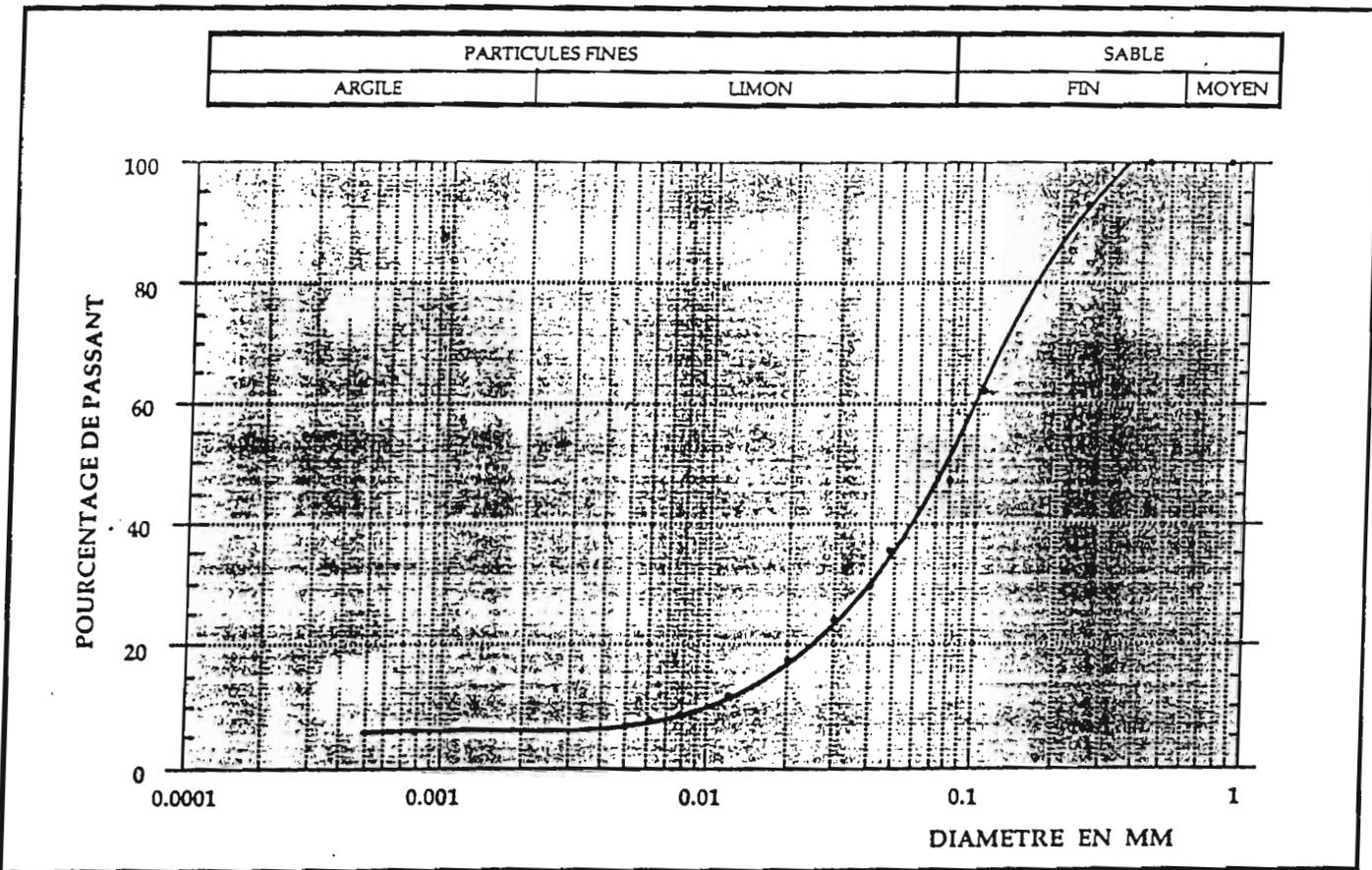
Tableau 4.4.6

KAOLACK		$\alpha = 90 \%$						
	0,05	0,1	0,2	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95
F	0,05	0,1	0,2	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95
$\beta(F)$	1,46	1,3	1,24	1,44	1,84	2,24	3,16	4,46
Y	-1,0972	-0,834	-0,4759	0,36651	1,03093	1,49994	2,25037	2,9702
X	36,13	42,89	52,09	73,74	90,80	102,85	122,13	140,62
A	7,10281	6,32442	6,03252	7,00551	8,95149	10,8975	15,3732	21,6976
Xmin	29,03	36,57	46,06	66,73	81,85	91,98	106,76	118,93
Xmax	43,24	49,22	58,13	80,74	99,76	113,75	137,51	162,32
X observ.	36,5	44,4	56,48	73,5	85,24	99,4	122,76	131,41



# **ANNEXES 3**

# GRANULOMETRIE

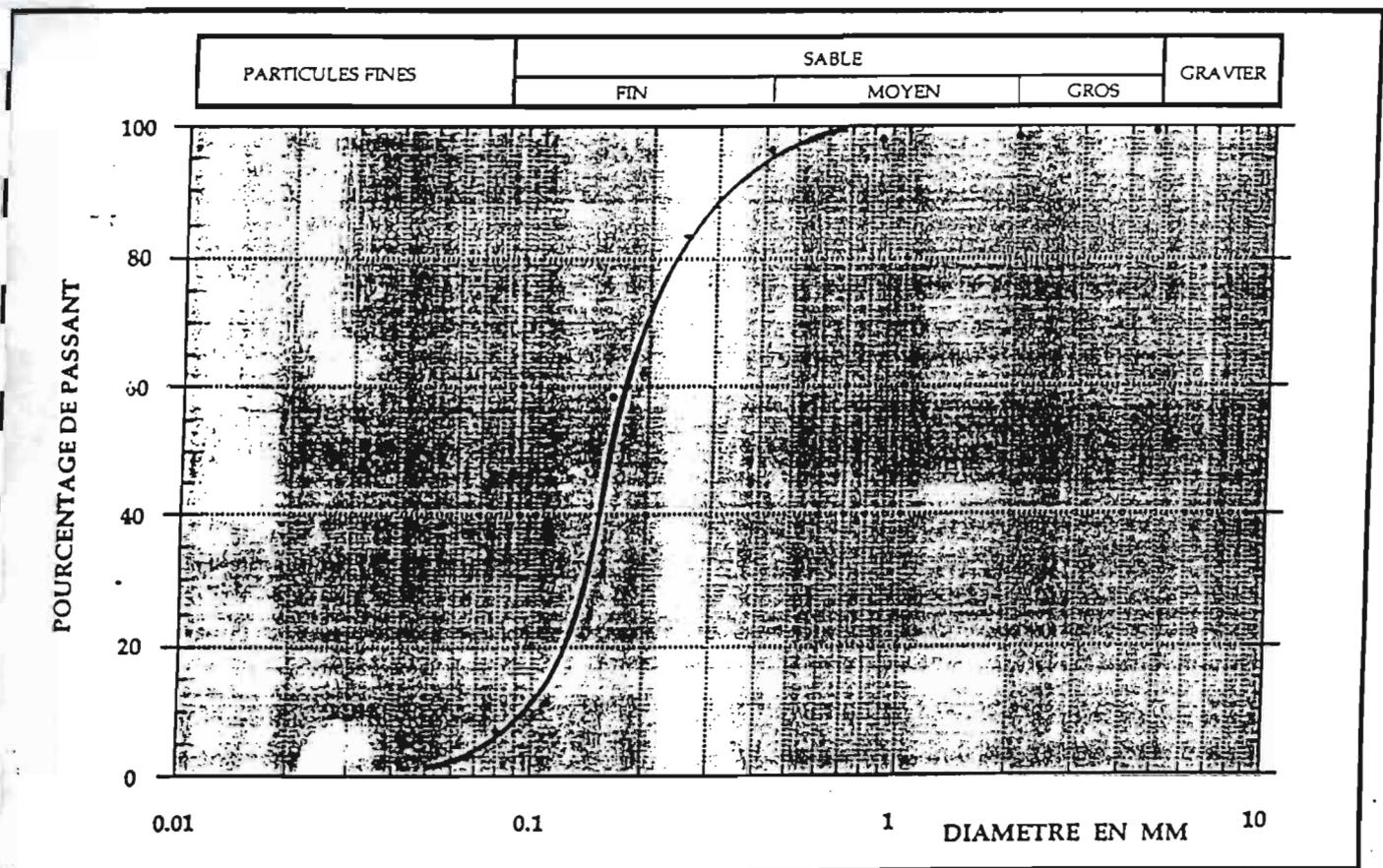


CLASSIF. (USCS)	WL	IP	<0.002 mm	CU	CC	<80 μm	OBSERVATIONS
SC-CL	25%	10%	6,5%	10	1.6	47%	Limon argileux et sableux

figure 5.1



## GRANULOMETRIE



CLASSIF. (USCS)	WL	IP	<0.002 mm	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	<4.75 mm	OBSERVATIONS
SP	-	-	< 7%	2	1.4	98%	Sable fin

figure 5.5

# COMPACTAGE

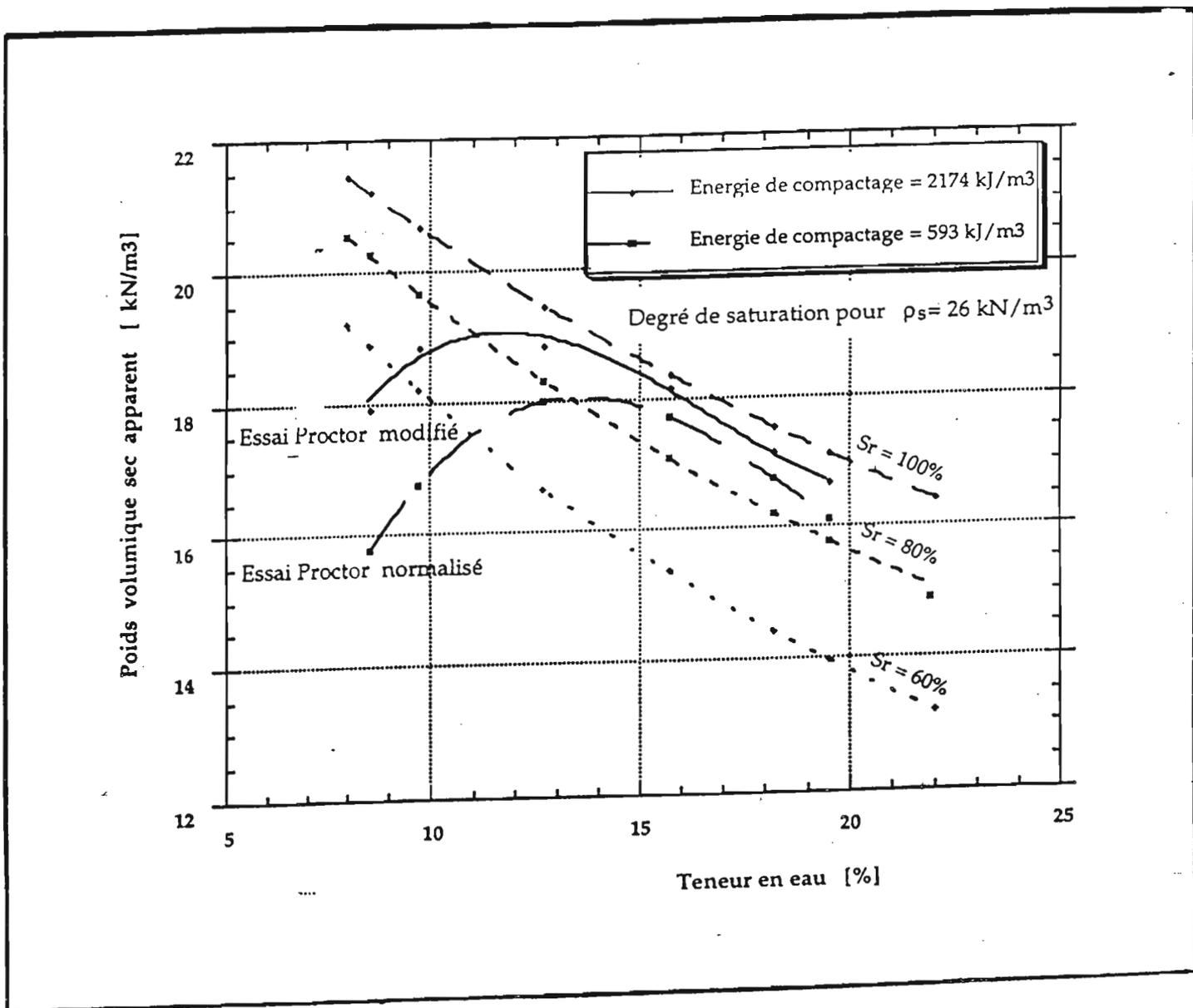


figure 5.5.