

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL

UNIVERSITÉ CHEIKH ANTA DIOP

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES



GC.0649

PROJET DE FIN D'ETUDES EN VUE DE
L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR

TITRE : *ÉTUDE D'UN OUVRAGE DE DRAINAGE ET DE
FRANCHISSEMENT DE TALWEG PAR LA VOIE
FERRÉE DAKAR-BAMA KO AU KM 347 + 969 A IDA
MOURIDE*

AUTEUR : Elhadj Ada NDAO

DIRECTEUR : Amadou SARR

CO-DIRECTEUR : Moustapha N'DIAYE

JUILLET 1994

DÉDICACES

Je dédie ce rapport à ma mère et mon père,
pour tous leurs conseils, soutien moral, qu'ils
m'ont sans cesse apporté durant ma formation.

A mes frères et soeurs, à ma future femme, à mes
amis et tous ceux qui me sont chers.

REMERCIEMENTS

Nous formulons très sincèrement nos remerciements à Mr Amadou SARR, professeur à l'École Polytechnique de Thies, pour son engagement à l'élaboration du projet de fin d'études. Nous remercions les professeurs Mr Massamba DIÉNE et Mr Moustapha N'DIAYE qui ont contribué gracieusement au projet.

Nous tenons à remercier, Mr Ndiaga N'DIAYE, Mr Gamou M'BAYE et Mr Badara TALL, sans oublier tous les ingénieurs de la Division des Installations Fixes de la Sncs.

Notre reconnaissance va à l'endroit de Bassirou DIOP, mon collègue, Lamine LÔ et Alassane BÂ, techniciens à l'École, pour leur contribution à la campagne de Topographie-Géotechnique.

Nous exprimons enfin nos remerciements à toute la 17^e promotion et à tous ceux qui ont de près ou de loin apporté leur soutien au projet.

[Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page]

SOMMAIRE

Une importante coupure de voie s'est produite, en Juillet 1993, au KM 347 + 969 à Ida Mouride sur la ligne ferroviaire internationale Dakar-Bamako. L'ouvrage d'évacuation et le remblai ont été emportés par les eaux drainées par le talweg.

L'élaboration d'une étude détaillée, s'inscrit dans l'objectif de trouver, un ouvrage de drainage et de franchissement de talweg par la voie ferrée.

Le présent rapport se présente comme suit.

Le chapitre 1 présente le diagnostic de la coupure de voie et la démarche de l'étude.

Le chapitre 2 est consacré à la présentation des caractéristiques géomorphologiques et physiographiques du bassin versant, comme la surface, l'indice de pente, l'indice global de pente, l'indice de perméabilité et le coefficient de ruissellement.

L'objet du chapitre 3 est l'étude de la pluviométrie. Nous réalisons une analyse statistique de la série de 44 ans d'observations de précipitations journalières. L'ajustement des précipitations journalières maximales annuelles, à la loi de Gumbel, a permis de déterminer la valeur extrême décennale.

Dans le chapitre 4, on estime le débit de design du projet, en appliquant les méthodes de Rodier-Auvray ou de l'ORSTOM et du CIEH. Le débit maximal déterminé, soit $31,8 \text{ m}^3/\text{s}$, est retenu comme débit de design.

Nous réalisons, au chapitre 5, le dimensionnement hydraulique des variantes d'ouvrages envisageables pour le projet. Il s'agit d'ouvrages comme les dalots en béton armé et les buses métalliques. Nous admettons une vitesse d'écoulement, maximale, admissible en conduite de $3,0 \text{ m/s}$. La section d'écoulement équivalent à $10,6 \text{ m}^2$.

Nous avons envisagé trois (3) variantes :

- une batterie de deux (2) dalots de section carrée 2,3 m*2,3m
- une batterie de trois (3) buses métalliques circulaires SPIREL SP-100 de diamètre 2,20 m
- une batterie de deux (2) buses métalliques arches SPIREL SP-100 de portée 3,20 m et de hauteur 2,15 m.

Le dimensionnement structural, au chapitre 6, du dalot nous a permis de calculer les éléments composants l'ouvrage. S'agissant des buses métalliques, elles ont été l'objet de choix tenant compte des conditions d'installation spécifiées par le fabricant.

Nous spécifions les conditions de réalisation des variantes, au chapitre 7.

L'estimation des coûts de chaque option complète l'étude, au dernier chapitre.

Les variantes retenues sont classées par ordre de préférence selon la durée de réalisation. Il n'y a pas de grand écart entre les coûts estimés

[Texte très flou et difficilement lisible]

TABLE DES MATIÈRES

TITRES.....	PAGE
DÉDICACES	I
REMERCIEMENTS.....	II
SOMMAIRE.....	III
TABLE DES MATIÈRES.....	V
LISTE DES ANNEXES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES.....	XIII
CHAPITRE 1 : INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 2 : CARACTÉRISTIQUES GÉOMORPHOLOGIQUES ET.....	3
PHYSIOGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT	
2.1 : LA SURFACE DU BASSIN VERSANT.....	3
2.2 : LA PENTE LONGITUDINALE DU BASSIN VERSANT.....	3
2.3 : LA PENTE TRANSVERSALE DU BASSIN VERSANT.....	5
2.4 : L'INDICE GLOBALE DE PENTE.....	5
2.5 : LA NATURE DU SOL.....	7
CHAPITRE 3 : ÉTUDE DE LA PLUVIOMÉTRIE.....	11
3.1 : CARACTÉRISTIQUES DES DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES.....	11
3.2 : CHOIX DE LA LOI DE DISTRIBUTION.....	11
3.2.1 : Méthode d'étude.....	12
3.2.1.1: Calcul des quelques paramètres	
de l'échantillon.....	12
3.2.1.1.1 : Les paramètres de tendance	
centrale de l'échantillon	12

3.2.1.1.2	: Les paramètres de dispersion de l'échantillon.....	15
3.2.2	: Fréquence de non-dépassement.....	16
3.3	: AJUSTEMENT DE LA LOI GUMBEL.....	16
3.3.1	: Paramètre de la loi.....	16
3.3.2	: Tracé de la droite ajustée par calcul.....	19
3.3.3	: Test de validité de la loi-Intervalle.....	19
	de confiance sur les observations	
3.3.4	Détermination de la pluie journalière décennale.....	20
3.3.5	: Intervalle de confiance sur la pluie journalière calculée.....	20
CHAPITRE 4	: CALCUL DU DÉBIT DE CRUE DÉCENNALE.....	22
4.1	: LA MÉTHODE DE RODIER-AUVRAY.....	22
4.1.1	: Présentation.....	22
4.2.2.	: Calcul du débit de crue décennale	23
4.2.	: LA MÉTHODE DU C.I.E.H.....	28
4.2.1	: Présentation.....	28
4.2.2	: Calcul du débit de crue décennale.....	29
4.3	: CALCUL DU DÉBIT DE DESIGN.....	29
4.3.1	: Choix de la période du design.....	29
4.3.2	: Le débit de design.....	32
4.4	: ANALYSE DES CAUSES DE COUPURES DE VOIE.....	32
4.4.1	: Calcul du débit de fréquence annuelle.....	32
4.4.2	: Calcul de la capacité des buses.....	33
CHAPITRE 5	: CHOIX ET DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE.....	35
5.1	: PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE.....	35
5.2	: LES DALOTS.....	36
5.3	: LES BUSES.....	37

5.3.1	: Buses circulaires.....	37
5.3.2	: Buses arches.....	37
CHAPITRE 6	: DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES OUVRAGES.....	40
6.1	: LE DALOT.....	42
6.1.1	: La dalle.....	42
6.1.2	: Les murs ou piédroit.....	48
6.1.3	: Le radier.....	53
6.2	: LES BUSES MÉTALLIQUES.....	55
CHAPITRE 7	: LES CONDITIONS DE RÉALISATION.....	57
7.1	: GÉNÉRALITÉS.....	57
7.2	: SITUATION ACTUELLE.....	57
7.3	: IMPLANTATION.....	57
7.4	: LES CONDITIONS D'ACCÈS.....	58
7.5	: NATURE DES TRAVAUX.....	58
7.5.1	: Terrassement.....	58
7.5.2	: Gros-œuvre du dalot.....	58
7.5.3	: Le remblaiement des buses métalliques.....	59
7.5.4	: Les protections.....	60
CHAPITRE 8	: ESTIMATION DES COÛTS.....	61
CHAPITRE 9	: CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	65

LISTE DES ANNEXES

TITRE.....PAGE

ANNEXE A : DONNÉES DU BASSIN VERSANT

A.1 : Données cours d'eau principal.....A1
 A.2 : Données cours d'eau en travers.....A2
 A.3 : Profil cours d'eau principal.....A3
 A.4 : Profil en travers n 1.....A4
 A.5 : Profil en travers n 2.....A5
 A.6 : Profil en travers n 3.....A6
 A.7 : Profil en travers n 4.....A7
 A.8 : Profil en travers n 5.....A8
 A.9 : Profil en travers n 6.....A9
 A.10: Bassin versant Km 347 + 969.....A10
 A.11: Photos aériennes à 1/25000.....A11
 A.12: Carte de l'Afrique à 1/200000.....A12
 A.13: Carte morphopédologique des régions soudaniennes.A13
 du Sine Saloum Coupe Est (SODEVA) 1971 à
 1/100000.

**ANNEXE B : RÉSULTATS DE L'ÉTUDE DE LA PLUVIOMÉTRIE SUR
 ROUNGHEUL.**

B.1 : Pluies journalières maximales et annuelles.....B1
 B.2 : Pluies journalières maximales classées
 et répartition.....B2
 B.3 : Histogramme de distribution.....B3
 B.4 : Loi de distribution de Gumbel tracé de la
 droite ajustée.....B4
 B.5 : Isohyète des pluies journalières de fréquence
 décennale.....B5

ANNEXE C : QUELQUES DONNÉES GÉOTECHNIQUES

- C1 : Quelques commentaires sur la détermination.....C1
de la classe de perméabilité ORSTOM
- C.2 : Analyse granulométrique, sol bassin versant,.....C2
couche superficielle - terre végétale
- C.3 : Courbe granulométrique, couche superficielle-.....C3
terre végétale
- C.4 : Analyse granulométrique, sol bassin versant,.... C4
couche de sable latéritique
- C.5 : Courbe granulométrique, couche de sable.....C5
latéritique
- C.6 : Tableau de coefficient de perméabilité de.....C6
quelques classes de sols
- C.7 : Analyse granulométrique, sol de fondation.....C7
0,80 - 1,00m
- C.8: Courbe granulométrique, sol de fondation...C8
0,80 - 1,00m
- C.9 : Analyse granulométrique, sol de fondation.....C9
1,00 - 2,00m
- C.10 : Courbe granulométrique, sol de fondation.....C10
1,00 - 2,00m
- C.11 : Table 3.5 (réf.12) Common properties of.....C11
cohesionless soils.....C12

ANNEXE D : SCHÉMA DES OUVRAGES DE TRAVERSÉE ENVISAGÉS

- D.1 : Schéma d'exécution du dalot 2,30m x 2,30m.....D1
- D.2 : Schéma d'exécution de la batterie de 3 buses.....D2
métalliques circulaires SPIREL SP100, diamètre 2,20m
- D.3 : Schéma d'exécution de la Batterie de 2 buses.....D3
métalliques arches SPIREL SP100 3,30m x 2,15m
- D.4 : Plan du levé altimétrique.....D4
de la zone de franchissement

LISTE DES TABLEAUX

TITRES.....	N°.....	PAGE
Caractéristiques du bassin versant de Ndiba....	2.1.....	8
Caractéristiques du bassin versant du.. PK347 + 969 Ida Mouride2.2	10
Pluies journalières maximales et..... annuelles3.1.....	13
Pluies journalières maximales classées..... -Fréquence expérimentale de non-dépassement et répartition3.2	17
Valeurs de α_n et β_n3.3	16
Valeurs de B (F).....3.4..	19
Valeurs de X_{min} et X_{max}3.5	20
Valeurs de $t(d,n)$3.6	21
Valeurs de A (f,n).....3.7	21
Valeur de K (S).....4.1	21
Paramètres de calcul du débit de..... crue décennale4.2	27
Pluies journalières maximales de..... fréquence rare4.3	31
Période de retour des pluies..... journalières maximales de 1991 à 19934.4	31
Débit maximal de quelques périodes..... de retour4.5	32

Dimensions de dalot envisagées.....5.137

Dimensions de buse circulaire5.238
envisagées

Dimension de buse arche envisagées.....5.339

Récapitulatif de résultats de calcul.....6.1.....47
de la dalle

Récapitulatif de résultats de calcul.....6.256
du radier

Version 1.0
Année 2010-2011
D'après S. V. ...
Tableau de ...
Abscisse de ...
Coordonnées ...
Calculs ...
Résultats ...
Annexe ...
Bibliographie ...
Références ...
Index

LISTE DES FIGURES

TITRES.....	N°.....	PAGE
Plan de localisation de PK.....	2.1	4
Courbe hypsométrique.....	2.2	6
Histogramme de distribution Station..... de Koumpentoum	3.1	14
Loi de distribution de Gumbel-Tracée..... de la droite ajustée	3.2	17
Temps de base en fonction de R et de S..... (régime sahélien et subdésertique)	4.1	24
Coefficient de ruissellement..... (régime sahélien et subdésertique-perméabilité P3)	4.2	25
Variation du coefficient d'abattement..... avec la surface pour différente pluviosité interannuelles (d'après G. VUILLAUME)	4.3	26
Abaque de calcul du débit de crue..... décennale D (CIEH)	4.4	30
Configuration de l'écoulement en..... conduite	4.5	33
Train-type de charge.....	6.1	40
Schéma de ferrailage de la dalle.....	6.2	48
Schéma de ferrailage des murs.....	6.3	53
Schéma de ferrailage du radier.....	6.4	55

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

SYMBOLES.....	SIGNIFICATIONS.....	UNITÉS SI.
A	Coefficient d'abattement de la pluie.	
Ag	Aire globale de la section du béton.	mm ²
B	Portée d'un ouvrage.	m
C _s	Coefficient d'asymétrie.	
C _v	Coefficient de variation.	
d	Distance utile du béton.	m
D	Diamètre ou hauteur d'un ouvrage.	m
d _b	Diamètre barre d'armature.	m
F	Fréquence de non-dépassement.	
h	Épaisseur de dalle.	mm
I _b	Facteur d'impact.	
I _g	Indice global de pente.	
K	Coefficient de pointe de l'hydrogramme de la crue décennale.	
K _{r10}	Coefficient de ruissellement décennal.	
M _f	Moment fléchissant.	KN.m

n	Nombre d'années d'observation de pluie journalières maximales	
P ₃	Classe de perméabilité ORSTOM.	
P ₂₄	Pluie ponctuelle décennale.	mm
P _{jmax}	Pluie journalière maximale.	mm
P _r	Résistance du béton à la charge axiale.	KN
Q ₁₀	Débit de la crue décennale.	m ³ /s
Q _{maxr10}	Débit maximal de ruissellement direct de la crue décennale.	m ³ /s
q	Pression de contact fictive avec le sol de fondation.	KN/m ²
q _u	Pression exercée par l'ouvrage sur le sol de fondation.	KN/m ²
P ₃	Classe de pente ORSTOM.	
P _L	Pente moyenne longitudinale du bassin versant.	
P _T	Pente moyenne transversale du bassin versant.	
S	Surface du bassin versant.	Km ²
σ	écart-type de l'échantillon.	mm
T	Période de retour.	
T _b	Temps de base de l'hydrogramme de ruissellement.	h

V	Vitesse d'écoulement en conduite.	m/s
V_f	Effort tranchant.	KN
V_R	Résistance du béton à l'effort tranchant.	KN
x	Moyenne de l'échantillon.	mm
x_0	Mode de la loi de Gumbel.	mm
W_D	Charges permanentes.	KN/m ²
W_L	Surcharges.	KN/m ²
α	Intervalle de confiance.	
Φ	Angle de frottement interne.	°C
Φ_c	Coefficient de réduction de la résistance caractéristique du béton.	
Φ_s	Coefficient de réduction de la résistance caractéristique de l'acier.	
ρ_{10}	Rapport d'armature.	
ρ_a	Masse volumique sèche.	KN/m ³
σ	Paramètre d'échelle ou de dispersion de la loi de Gumbel.	mm
σ_z	Contrainte verticale due aux échanges sur l'ouvrage considérée	KN/m ²

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION

La SNCS a connu durant les années 1992 et 1993, une succession de ruptures du remblai le long de l'axe international Dakar-Bamako. Pendant l'hivernage, des amorces et ruptures complètes sont enregistrées dans les zones de passage d'eau à travers la voie ferrée. Elles sont localisées entre le département de Kaffrine (Région de Kaolack) et la commune de Kounghoul.

La rupture qui s'est produite au village de Ida Mouride au poste kilométrique (P.K) 347 + 969 était la plus importante par l'ampleur des dommages. Elle a coïncidé avec la pluie du 08.07.93 qui a entraîné l'ouverture du remblai sur une longueur de 8 m à l'endroit de l'ouvrage de traversée de talweg suivi d'une amorce sur 12 m. L'ouvrage de traversée de talweg était constitué de 2 buses de diamètre 60 et 80 cm.

Une solution d'urgence avait consisté à la pose de 2 buses supplémentaires de diamètre 80 cm. Cependant après la pluie du 27.07.93, le remblai était emporté une seconde fois sur 8 m et au même endroit (Photo 1 et 2 page 1bis).

Lors des deux ruptures, les eaux de ruissellement submergeaient le remblai et se déversaient sur le talus aval.

Une deuxième solution d'urgence était préconisée. Il s'agissait là encore d'une solution provisoire pour remettre la circulation. Deux citernes métalliques de diamètre 1,50m et 1,80 m étaient installées en remplacement des buses de 80 cm, servant de conduite d'écoulement. Ces conduites connaissent présentement des déformations excessives ; leur section est devenue elliptique. Elles sont étayées à l'intérieur pour arrêter l'avancée des déformations.

La solution à ces séries de ruptures entre dans les priorités actuelles de la SnCS surtout à l'approche de l'hivernage 1994.

En effet, la ligne internationale Dakar-Bamako qui connaît ces

RUPTURE DE REMBLAIS SUR 8 M DE LARGEUR



PHOTO 1



PHOTO 2

P.K. 347.969

problèmes contribue en moyenne à 60% des recettes annuelles de la Sncs.

Notre objectif est donc d'étudier les causes afférentes à ce problème rencontré par la Sncs et de trouver les types d'ouvrages de drainage et de franchissement de talweg permettant d'une part d'évacuer un débit de fréquence rare et d'autre part de supporter la surcharge roulante du train-type de charge de 17 tonnes à l'essieu.

Ainsi, nous évaluerons le débit de crue décennale sur le bassin versant, par la méthode de Rodier-Auvray ou méthode de l'ORSTOM valable pour l'étude des débits de crue décennale de la région climatique considérée. Le débit de crue décennale est aussi estimé par la méthode du C.I.E.H. Le débit maximal calculé avec les deux méthodes servira au dimensionnement hydraulique.

A la suite du calcul du débit de design, la section d'écoulement est obtenue en faisant le rapport de celui-ci avec la vitesse admissible imposée.

Le choix du type d'ouvrage dépendra du débit de design et de la durée de réalisation qui entravera l'exploitation de la ligne. Nous tiendrons compte de la hauteur disponible au-dessus du sol et des conditions pratiques de réalisation de chaque ouvrage.

Nous tenterons d'expliquer les causes probables des ruptures en considérant les données d'enquêtes et la capacité des buses existantes.

Une estimation des coûts de chaque solution complétera l'étude. L'ordre et le dimensionnement effectués permettront la confection du dossier d'appel d'offre.

CHAPITRE 2 : CARACTÉRISTIQUES GÉOMORPHOLOGIQUES ET PHYSIOGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant à une section d'un cours d'eau, considérée comme exutoire, est la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cet exutoire. Il est délimité par la ligne de partage des eaux avec les autres bassins versants.

Le talweg qui croise la voie ferrée au PK347+969 est un des affluents du fleuve Gambie. Il se trouve limité au Nord par les latitudes $14^{\circ}40'00''$ et $14^{\circ}43'15''$ et à l'Ouest par les longitudes $13^{\circ}54'30''$ et $13^{\circ}59'30''$. Ces limites sont déterminées à partir des photos aériennes de la zone à l'échelle 1/25000 [A11]. Le bassin se situe au village de Ida Mouride conformément au plan de localisation des PK de la figure 2.1.

Les méthodes de Rodier-Auvray et du C.I.E.H n'intègrent que quelques caractéristiques du bassin. Leur détermination permet de calculer le débit de la crue décennale recherché. Il s'agit principalement de la surface du bassin, de l'indice de pente, de l'indice de perméabilité, de l'indice global de pente et du coefficient de ruissellement.

2.1 : LA SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT

Elle est mesurée par planimétrage sur les photos aériennes [A11]
 $S = 29.8 \text{ km}^2$.

2.2 : LA PENTE LONGITUDINALE DU COURS D'EAU PRINCIPAL

Elle est calculée sur 60% de la longueur totale du cours d'eau. On élimine 20% de l'extrémité amont et 20% de l'extrémité aval sur le profil en long du cours d'eau (Figure A3).

On calcule la pente par l'expression :

$$R_{Li} = \frac{h_{i+1} - h_i}{L} \quad (2.1)$$

h_i = altitude de la courbe de niveau i .

L = longueur entre courbe de niveau consécutive.

On obtient la pente moyenne longitudinale du bassin en effectuant la moyenne arithmétique (tableau A1). On trouve :

$$R_L = 0,7\%$$

2.3 : LA PENTE TRANSVERSALE DU BASSIN

Elle est calculée de façon analogue. On considère des demi-profil en travers partant du lit du cours d'eau principal (bords supérieur des berges) et joignant la limite du bassin. Cependant nous limitons le tracé sur la dernière courbe de niveau $h = 45$ m. Nous avons retenu six (6) demi-profil en travers perpendiculaires au cours d'eau principal (représentant des affluents) dont les tracés sont montrés sur la figure A10. A chaque demi-profil (figures A4 à A9) correspond une pente moyenne transversale (tableau A2). Celle du bassin versant est obtenue en faisant leur moyenne arithmétique. On trouve :

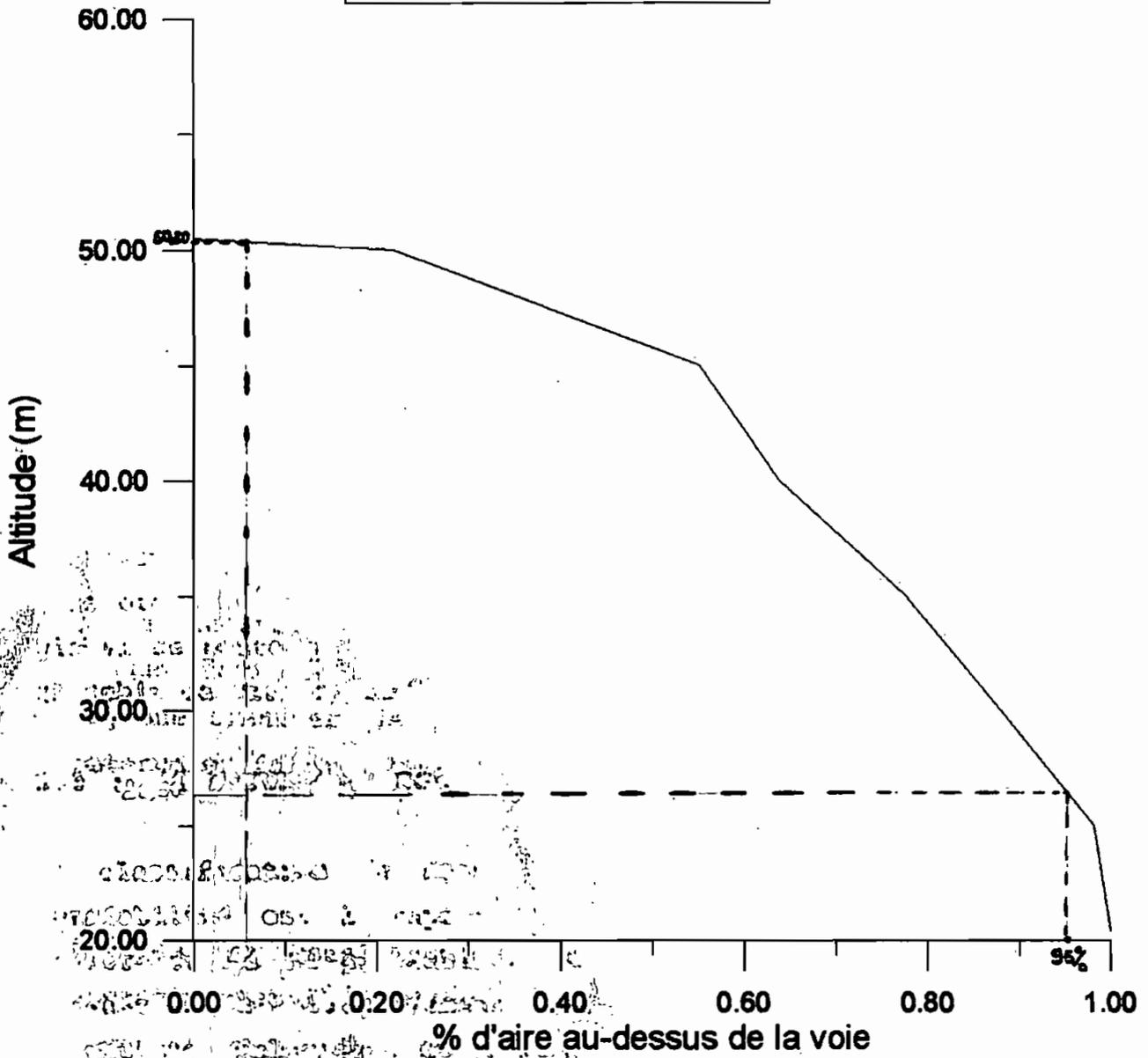
$$R_T = 1,1\%$$

D'après la classification de l'ORSTOM, les pentes calculées appartiennent à la classe R_3 [réf.2 p.122-123] : pente modérée comprise entre 0.5 et 1%, terrains intermédiaires entre la plaines et les zones à ondulations de terrains.

2.4 : L'INDICE GLOBAL DE PENTE

Il tient compte de la déclivité générale du bassin laquelle a

Figure 2.2 : Courbe hypsométrique



une influence sur l'écoulement. Il s'exprime comme suit :

$$I_g = H/L \quad (\text{m/km})$$

ΔH est la différence entre les hauteurs correspondant aux pourcentages de 5% et 95% sur la courbe hypsométrique (figure 2.2). L est calculé par :

$$L = \frac{P + \sqrt{(P^2 - 16 \cdot S)}}{4} \quad (2.2)$$

P = périmètre du bassin versant en km.

On trouve : $H = 50,2 \text{ m} - 26,5 \text{ m} = 23,7 \text{ m}$

$P = 23,830 \text{ km}$

d'où : $L = 8,446 \text{ km}$

$I_g = 2,8 \text{ m/km}$

L'indice global de pente ne tient pas compte des pentes transversales. Une correction doit être faite si la pente longitudinale n'est pas très différente de la pente transversale. Dans le cas présent, ces deux paramètres ont un même ordre de grandeur. C'est donc la valeur brute de l'indice global de pente qui sera utilisée ultérieurement pour le calcul du débit de crue décennale par la méthode du C.I.E.H.

2.9 : LA NATURE DU SOL

La classification du bassin versant suivant son indice de perméabilité est l'étape la plus délicate de la méthode de Rodier-Auvray. La perméabilité est un facteur très déterminant vis-à-vis du ruissellement. Elle est influencée par les formations géologiques en place, les types de sols du point de vue pédologique et la couverture végétale.

Le bassin est dans la zone de sédimentation formée de grés principalement et de dolérites.

La carte [A13] cite deux unités géomorphologiques :

- les zones externes des plateaux ou zones à cuirasses diverses couvrant environ 70% du bassin ; les sols dominants constituent les sols ferrugineux tropicaux lessivés, tronqués, indurés et peu évolués d'érosion ; ils bénéficient d'accumulation de ruissellement ; on les retrouve en faible profondeur ;
- les dépôts colluvio-alluviaux aux contours du cours d'eau principal ; ce sont des sols ferrugineux tropicaux, lessivés et remaniés représentant environ 30% du bassin ; des études récentes de l'ORSTOM ont montré au simulateur de pluie que ces dépôts peuvent constituer une pellicule superficielle très imperméable [réf.6 p.322].

Cette description cartographique montre le caractère d'hétérogénéité du bassin qui rend très difficile la détermination de l'indice de perméabilité et le coefficient de ruissellement.

Nous pouvons résoudre cette difficulté d'une part par l'analyse granulométrique des quelques échantillons prélevés d'où nous estimons la classe de perméabilité. D'autre part nous confrontons le bassin à des bassins proches expérimentée par la méthode de Rodier-Auvray. Parmi ces bassins, celui de Ndiba qui est aussi un des affluents du fleuve Gambie, est le plus proche du bassin à l'étude. La comparaison avec l'étude hydrologique menée à l'ORSTOM donne la même valeur du coefficient de ruissellement. Les caractéristiques sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : Caractéristiques du bassin versant de Ndiba

Bassin	Surf. (Km ²)	P24 ₁₀ moyenne	Régime	Classe de relief	Classe de perméa	Coef. de ruissel.	
						R.A	Étude Hydro.
Ndiba	16,2	96 mm	Sahél. 635mm	R ₂ -R ₃	P ₃	22%	22%

R.A = Rodier-Auvray (tiré de la réf.5 p.272)

Le bassin du PK 347+969 présente le même régime climatique sahélien (pluviométrie moyenne annuelle = 750 mm) et sensiblement la même classe de relief (R_3). On rencontre les mêmes unités géomorphologiques dans le bassin de Ndiba.

Les observations de sondages effectués à l'amont du bassin et aux voisinages de la voie ferrée décrivent la succession de deux couches à chaque creusage de 60 cm de profondeur :

- la terre végétale couleur grise jusqu'à une profondeur environ à 20 cm ; c'est la couche superficielle,
- du sable avec des concrétions latéritiques grises-rouges.

L'analyse au laboratoire montre que les deux couches ont la même classe selon la classification unifiée des sols (USCS). Elles correspondent à des sables silteux et argileux, sols semi-perméables.

La première couche contient une proportion d'argile beaucoup plus importante. Une description plus détaillée est présentée en annexe C1.

Nous pouvons donc, en corrélation avec les indications cartographique [carte A13] et la comparaison au plus proche bassin, considérer que le bassin est semi-perméable d'où la classe de perméabilité P_3 [réf.2 p.122-123]. Cette classe correspond à des bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou à des bassins homogènes assez peu perméables. Nous verrons plus loin que le coefficient de ruissellement de la crue décennale est égal $Kr_{10} = 22\%$.

Le coefficient de ruissellement de la crue décennale de la méthode du CIEH est calculé par les formules suivantes établies par le CIEH connaissant les types de sol du bassin :

- sable $K_s = 2 \cdot 10^{-7} \cdot P_{an}^{-2,2} = 9,5\%$, avec P_{an} , la pluie moyenne annuelle

- argiles $K_a = 300 \cdot P_{an}^{-0,3} = 41,2\%$.

On obtient Kr_{10} au prorata des sols dominants :

$$Kr_{10} = a_i \cdot K_i = 0,70 \cdot 9,5\% + 0,3 \cdot 41,2\%$$

$$Kr_{10} = 19\%$$

Nous résumons alors les caractéristiques du bassin versant dans ce tableau qui suit :

Tableau 2.2 : Caractéristiques du bassin versant du PK 347

Bassin Ida Mouride	Surf. (km ²)	Classe de pente	H (m)	P (Km)	L (Km)	Ig (m/km)	Classe de perméab.
PK347	29,3	R ₃	23,7	23,83	8,45	2,8	P ₃

CHAPITRE 3 : ÉTUDE DE LA PLUVIOMÉTRIE

Cette étude permettra de déterminer la hauteur de la pluie ponctuelle décennale. La méthode d'étude utilisée est l'analyse statistique des pluies journalières maximales sur un échantillon de 44 ans d'observations, considéré comme assez représentatif.

3.1 : CARACTÉRISTIQUES DES DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES

Les données pluviométriques utilisées en hydrologie, peuvent être considérées mathématiquement comme des variables aléatoires. Elles proviennent d'une population qui est considérée comme un phénomène hydrologique.

Les données météorologiques utilisées sont obtenues de deux stations les plus proches : celle de Koumpentoum et de Kougheul repérées sur la figure 2.1. Elles fournissent chacune des relevés sur une série d'observations de 44 années. Nous considérons que ces données, fournies par le Service de la Météorologie Nationale, sont corrigées et sont bonnes dans l'ensemble. Nous pensons que le calcul de la hauteur totale du "jour de pluie", à partir des fiches de relevés originales, est sans erreur.

On effectuera le calcul statistique sur les deux stations, comparera les valeurs des paramètres de l'échantillon. On pourra avoir une idée de la validité des données.

Le nombre d'années d'observations (44 ans) peut être considéré suffisant pour caractériser la pluie décennale ponctuelle.

3.2 : CHOIX DE LA LOI DE DISTRIBUTION

Il s'agit d'ajuster une loi aux données pluviométriques journalières maximales annuelles. Il est donc important de choisir une loi appropriée à l'ajustement de ces valeurs extrêmes.

3.2.1 Méthode d'étude

Elle se fera avec l'application à l'une des stations, celle de Koumpentoum. Les résultats obtenus sur la station de Kountheul sont portés en annexe B.

3.2.1.1 : Calcul des quelques paramètres de l'échantillon

Les valeurs des paramètres calculés statistiquement sont portées au tableau 3.1.

3.2.1.1.1 : Les paramètres de tendance centrale de l'échantillon

La **médiane** est la valeur de x qui a une probabilité de dépassement égale à 0,5 ; on trouve **médiane = 71.5 mm.**

La **moyenne** est définie par :

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$\text{soit } \bar{x} = 78,7 \text{ mm}$$

Le **mode** est la valeur de x qui a la fréquence d'apparition maximale.

On considère un incrément de 10 % de l'écart maximal P_{\max} égale à 11 mm. A partir de la première valeur de l'échantillon classé par ordre croissant soit $x = 37,8$ mm, on forme les intervalles définis comme suit :

$$[x + (k-1)*14, k*14 + x] \text{ avec } k = 0, 1, \dots, 8$$

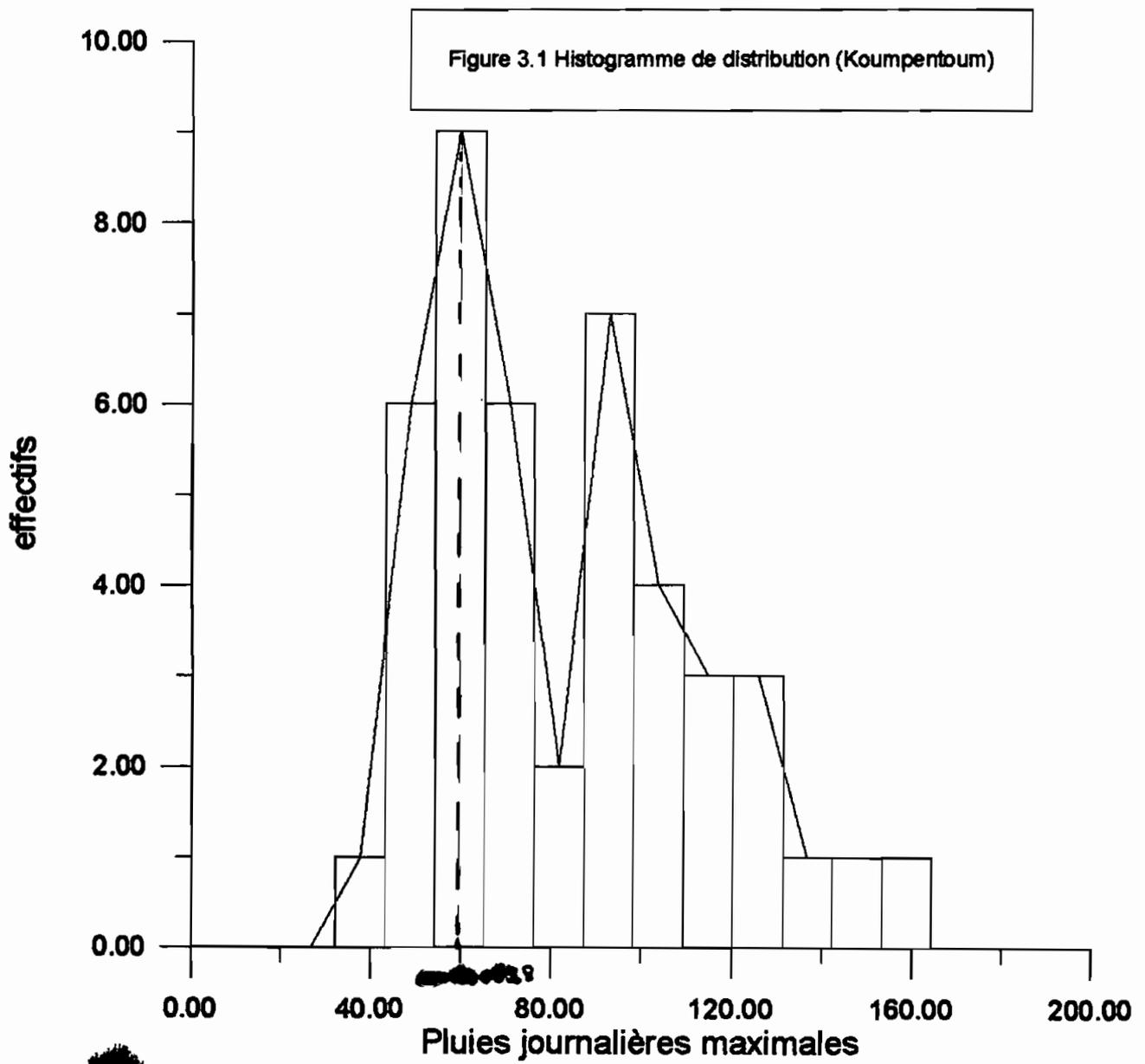
On décompte le nombre d'observations effectif contenu dans chaque intervalle. On trace l'histogramme de distribution des effectifs en fonction de la pluviométrie maximale. L'allure permet de repérer le sommet de l'histogramme qui indique le **mode**. A la figure 3.1, on trouve :

$$\text{mode} = 59,8 \text{ mm.}$$

On remarque que la médiane est comprise entre le mode et la moyenne, comme dans le cas d'une distribution de Gumbel.

Tableau 3.1 : Pluies journalières maximales et annuelles

Année	PJ max (mm)	PJ Total annuel (mm)
1950	95	1046,1
1951	90	1076,5
1952	114	1133,6
1953	90,3	863,7
1954	116,5	861,9
1955	82,2	857,3
1956	53	665,1
1957	82,4	823,9
1958	49,8	1003,8
1959	91,7	822,1
1960	70,4	745,2
1961	90	633,5
1962	139	697,9
1963	55	597,9
1964	58,2	799,3
1965	100,1	1121,2
1966	114,5	920,6
1967	61,5	882
1968	59	545,6
1969	102	984,9
1970	69	568,7
1971	46,2	602,9
1972	49,5	548,6
1973	59	537
1974	76,7	794,3
1975	68,4	745,7
1976	47,1	642,7
1977	54	507,5
1978	117,7	881,9
1979	72,7	870,6
1980	41	461,4
1981	61,6	668,6
1982	37,8	495,9
1983	46,6	472,1
1984	48	562
1985	120	836,6
1986	105	755,9
1987	47	662,1
1988	149,2	778,2
1989	60	642,3
1990	103	576,7
1991	49	413,2
1992	85	665,4
1993	134,3	815,1
Moyenne	78,7	740,6
Ecart-type	29,3	185,2
Maximum	149,2	1133,6
Médiane	71,6	745,5
Minimum	37,8	413,2
Mode	59,8	*****
Coef. de variation	0,37	0,25
Coef d'assymétrie	0,98	*****



3.2.1.1.2 : Les paramètres de dispersion de l'échantillon

Elles indiquent si les observations sont regroupées près des valeurs des paramètres de tendance centrale.

L'écart $P_{\max} = x_{\max} - x_{\min} = 149,2 \text{ mm} - 37,8 \text{ mm} = 111,2 \text{ mm}$

L'écart-type est :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_i (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$$

$$S = 29,3 \text{ mm}$$

Le coefficient de variation C_v est le rapport entre l'écart-type s et la moyenne \bar{x} : $C_v = \frac{S}{\bar{x}}$

$$C_v = 37 \%$$

Le coefficient d'asymétrie C_s est défini par :

$$C_s = \frac{\left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \right]^{1/3}}{\left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{3/2}} = 0,98$$

Dans une distribution de Gumbel l'asymétrie est prononcée et égale à 1,139. Cette valeur avoisine celle calculée pour l'échantillon ($C_s = 0,98$). On peut vérifier que les paramètres calculés ont les mêmes ordres de grandeur dans les deux stations.

3.2.2 : Fréquences de non-dépassement

On classe l'échantillon par ordre de croissance au tableau 3.2 et on calcule la fréquence de non-dépassement par :

$$F = \frac{i}{n+i} \quad (3.4)$$

On remarque que la courbe tracée sur papier Gumbel peut être ajustée graphiquement par une droite (figure 3.2).

i = numéro d'ordre de classement

n = nombre d'observations = 44 ans.

Nous pouvons par conséquent faire un essai d'ajustement avec la loi de Gumbel.

3.3 : AJUSTEMENT À LA LOI DE GUMBEL

3.3.1 : Paramètres de la loi

Le mode est donné par : $x_0 = x - \alpha_n * S$ (3.5)

Le paramètre d'échelle ou de dispersion s'exprime par :

$$\sigma = \beta_n * S \quad (3.6)$$

On détermine α_n et β_n par interpolation à partir du présent tableau.

Tableau 3.3 : Valeurs de α_n et β_n en fonction de n

n	10	20	30	40	50	60	70	80
α_n	0,521	0,493	0,482	0,477	0,472	0,470	0,468	0,466
β_n	1,053	0,941	0,899	0,876	0,861	0,851	0,844	0,838

(tiré de réf.1)

On obtient : $\alpha_n = 0,475$ et $\beta_n = 0,870$ pour $n = 44$ ans

Des équations [3.5] et [3.6] on trouve :

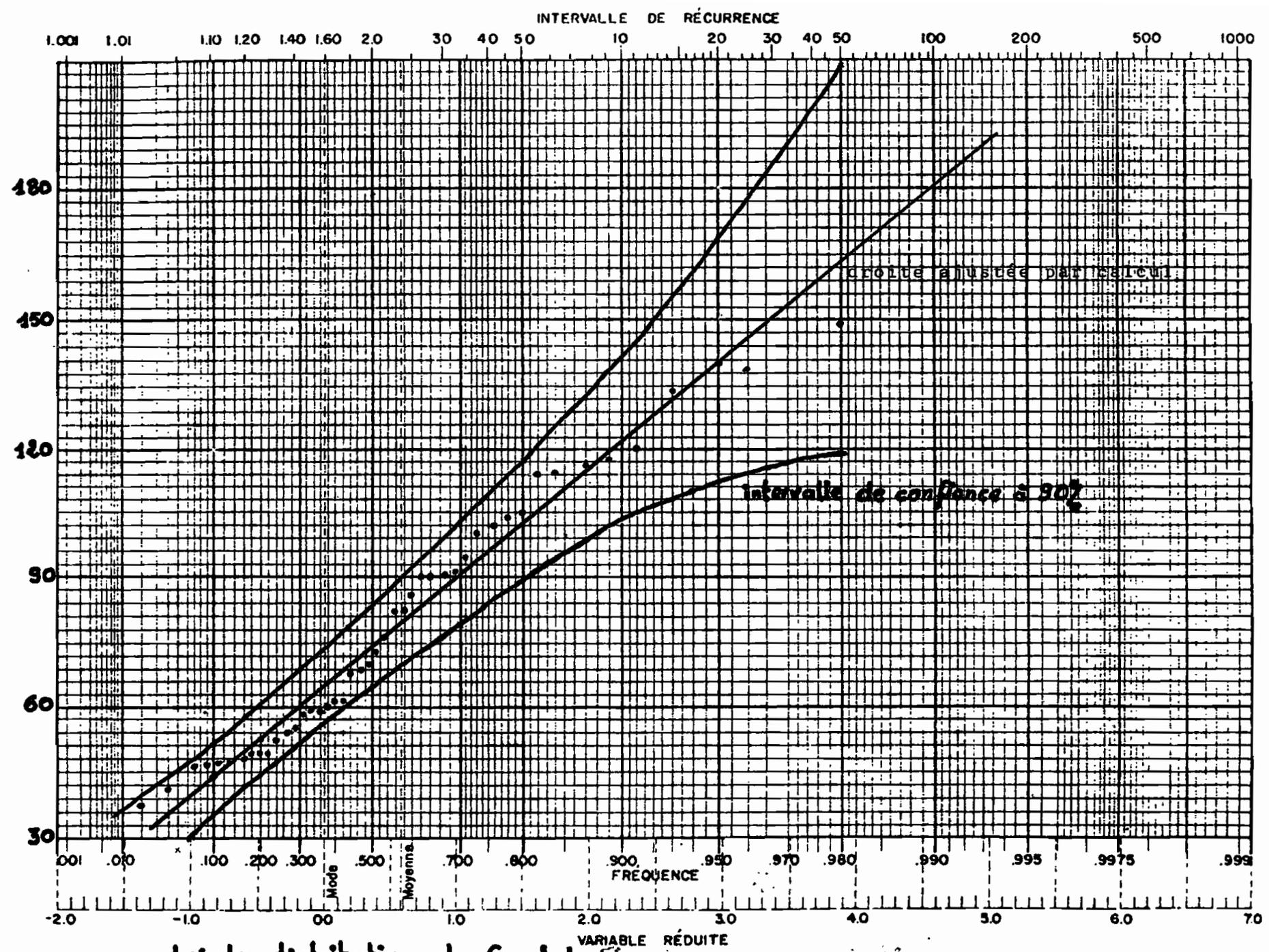
$$x_0 = 64,8 \text{ mm}$$

$$\sigma = 25,5 \text{ mm}$$

Tableau 3.2 : Pluies journalières maximales classées-Répartition

N Rang (i)	Pjmax classée (mm)	Fréq. exp.* i/(N+1)	Répartition par incrément de 11 mm	
1	37,8	0,02	26,8 < Pj <=37,8	1
2	41	0,04		
3	46,2	0,07		
4	46,6	0,09		
5	47	0,11		
6	47,1	0,13		
7	48	0,16	37,8 < Pj <=48,8	6
8	49	0,18		
9	49,5	0,2		
10	49,8	0,22		
11	53	0,24		
12	54	0,27		
13	55	0,29		
14	58,2	0,31		
15	59	0,33		
16	59	0,36	48,8 < Pj <=59,8	9
17	60	0,38		
18	61,5	0,4		
19	61,6	0,42		
20	68,4	0,44		
21	69	0,47		
22	70,4	0,49	59,8 < Pj <=70,8	6
23	72,7	0,51		
24	76,7	0,53	70,8 < Pj <= 81,8	2
25	82,2	0,56		
26	82,4	0,58		
27	85	0,6		
28	90	0,62		
29	90	0,64		
30	90,3	0,67		
31	91,7	0,69	81,8 < Pj <= 92,8	7
32	95	0,71		
33	100,1	0,73		
34	102	0,76		
35	103	0,78	92,8 < Pj <=103,8	4
36	105	0,8		
37	114	0,82		
38	114,5	0,84	103,8 < Pj <=114,8	3
39	116,5	0,87		
40	117,7	0,89		
41	120	0,91	114,8 < Pj <= 125,8	3
42	134,3	0,93	125,8 < Pj <= 136,8	1
43	139	0,96	136,8 < Pj <= 147,8	1
44	149,2	0,98	147,8 < Pj <= 158,8	1

*Fréquence expérimentale de non-dépassement



Loi de distribution de Gumbel.
 Figure 3.2 : Station de Koumpentoum

3.3.2 : Tracé de la droite ajustée par calcul

On trace la droite $x = x_0 + u \cdot \sigma = 64,8 + 25,5 \cdot u$.

Soit $u = -0,834$ $F = 0,1$ \implies $x = 43,5$ mm

$u = 2,97$ $F = 0,95$ \implies $x = 140,5$ mm

La droite est matérialisée sur la figure 3.2.

3.3.3 : Test de validité de la loi-Intervalle de confiance sur les observations

La taille de l'échantillon est supérieure à 30 valeur suffisante pour supposer que la moyenne et l'écart-type suivent des lois normales. Les seuils d'intervalles de confiance varient de 80% à 99%. La valeur de 95% est communément admise pour les tests de validité. Cependant nous pouvons accepter un risque de 10% de ne pas retrouver la valeur recherchée P_{24} .

$$x_i = x_0 + u \cdot \sigma \pm k \frac{\sigma}{\sqrt{n}} B(F)$$

La loi sera acceptée si % des points sont situés à l'intérieur de l'intervalle de confiance défini par :

$K = 1,64$ et $B(F)$ donné par le tableau 3.4 ci-dessous :

Tableau 3.4 : Valeurs de $B(F)$

F	0,05	0,10	0,20	0,50	0,70	0,80	0,90	0,95	0,98
B	1,46	1,30	1,24	1,44	1,84	2,24	3,16	4,46	7,08

(tiré de la réf.1 p.77)

On trace les valeurs de X_{min} et X_{max} calculées dans le tableau 3.5 suivant, en fonction de F sur la même figure 3.2.

On constate que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance soit $\alpha = 100\%$.

Tableau 3.5 : Valeurs de X_{\min} et X_{\max}

F	0,05	0,10	0,20	0,50	0,70	0,80	0,90	0,95
B(F)	1,46	1,30	1,24	1,44	1,84	2,24	3,16	4,46
U	-1,1	-0,83	-0,48	0,37	1,03	1,50	2,25	2,97
$x_0 + U \cdot \sigma$	36,8	43,6	52,6	74,2	91,1	103,0	122,2	140,5
$kB(F)/\sqrt{n}$	9,2	8,2	7,8	9,1	11,6	14,1	19,9	28,1
X_{\min}	27,5	35,4	44,7	65,2	79,5	88,9	102,3	112,3
X_{\max}	46,0	51,8	60,4	83,3	102,7	117,2	142,1	168,7

3.3.4 : Détermination de la pluie journalière ponctuelle décennale

A partir des droites ajustées des deux stations, nous obtenons pour une fréquence décennale, la pluie journalière ponctuelle :

- Station de Koumpentoum $P_{24} = 122$ mm,
- Station de Koungheul $P_{24} = 120$ mm,

d'où une moyenne $P_{24} = 121$ mm.

3.3.5 : Intervalle de confiance sur la pluie ponctuelle décennale

La pluie ponctuelle de fréquence décennale est considérée comme un quantile et elle est supposée suivre une loi de Student de paramètre :

$$\text{moyenne du quantile} = x_0 + u \cdot \sigma,$$

$$\text{écart-type du quantile} = (S/\sqrt{n}) \cdot A(f, n).$$

$$\text{Soit : } \bar{P}_{24} = x_0 + u \cdot \sigma \pm t(\alpha, n) \frac{S}{\sqrt{n}} A(f, n) \quad (3.8)$$

Les valeurs de $t(\alpha, n)$ et $A(f, n)$ sont données respectivement par les tableaux suivants 3.6 et 3.7 tirés de la référence 1.

Tableau 3.6 : Valeurs de $t(\alpha, n)$

$t(\alpha, n)$				
n	25	30	35	∞
80%	1,32	1,31	1,28	1,28
90%	1,71	1,70	1,64	1,64
95%	2,07	2,05	1,98	1,98
99%	2,81	2,79	2,71	2,71

Tableau 3.7 : Valeurs de $A(f, n)$

$A(f, n)$ en fonction de $T = 1/f$ et de n						
n	10	20	30	40	50	60
T						
5 ans	1,85	1,72	1,68	1,65	1,63	1,62
10 ans	2,62	2,40	2,32	2,27	2,24	2,21

Avec $n = 44$ ans, $\alpha = 90\%$ et $T = 10$ ans on a : $A(f, n) = 2,26$ et $t(\alpha, n) = 1,64$.

L'équation (3.8) donne en posant $u = 2,24$ ($T = 10$), $x_0 = 64,8$ mm, $\sigma = 25,5$ mm, $S = 29,3$ mm et $n = 44$ ans :

$$105,5\text{mm} \leq \bar{P}_{24} \leq 138,3\text{mm}$$

On remarque que la pluie ponctuelle décennale est comprise dans l'intervalle ci-dessus.

CHAPITRE 4 : CALCUL DU DÉBIT DE CRUE DÉCENNALE

L'étude du débit de la crue décennale sera faite par la méthode de Rodier-Auvray et par la méthode du C.I.E.H. Les deux méthodes nous permettront de retenir la valeur maximale qui servira au dimensionnement hydraulique des ouvrages choisis.

4.1 : LA MÉTHODE DE RODIER-AUVRAY

4.1.1 : Présentation

Cette méthode déterministe, appliquée en hydraulique rurale, estime la crue décennale sur de petits bassins versants de superficie inférieure à 200 km². Elle a été mise au point à partir d'un échantillon de 60 bassins versants de l'Afrique Occidentale.

Elle est basée sur l'hypothèse principale que la crue décennale est engendrée par une averse décennale journalière.

En plus de la pluie, plusieurs facteurs influencent la génération de la crue décennale et doivent être tenus en compte dans le calcul de celle-ci. Il en est ainsi des conditions d'humidité du sol et de couverture végétale. Le débit maximal de ruissellement direct de la crue décennale est exprimée par la formule :

$$Q_{maxr_{10}} = A \cdot Kr_{10} \cdot \frac{K}{T_b} \cdot P_{24} \cdot S \quad (4.1)$$

A : coefficient d'abattement, rapport de la pluie moyenne décennale à la pluie ponctuelle décennale,

Kr₁₀ : coefficient de ruissellement décennal fonction

- du régime pluviométrique
- de la classe de pente ORSTOM
- de la classe de perméabilité ORSTOM,

K : coefficient de pointe de l'hydrogramme de la crue décennale, rapport du débit maximum au débit moyen

T_b : temps de base de l'hydrogramme de ruissellement fonction :

- du régime pluviométrique
- de la superficie du bassin versant jusqu'à 120 km²,

P_{24} : pluie ponctuelle de fréquence décennale,

S : superficie du bassin versant.

La pluie décennale ponctuelle de 24 heures (P_{24}) est calculée à partir de l'ajustement statistique par la loi de Gumbel, des pluies journalières maximales annuelles. En première approximation, elle ne dépend pas du bassin, en particulier de son relief.

Le coefficient d'abattement de la pluie (A) tient compte de la distribution spatiale non homogène de l'averse décennale sur le bassin versant. Les valeurs moyennes de ce coefficient sont données par la référence 2 [p.123]. Il est fonction de la superficie du bassin et de la pluviosité interannuelle.

Le coefficient de ruissellement Kr_{10} , le temps de base T_b et le coefficient K dépendent des caractéristiques géomorphologiques du bassin comme la couverture végétale, la pente et la perméabilité et du régime pluviométrique.

Pour estimer les paramètres Kr_{10} , T_b , il suffit de classer le bassin suivant sa pente longitudinale et transversale et sa perméabilité en fonction de la classification proposées par l'ORSTOM. A partir de la classe du bassin, du régime climatique et de la superficie, des abaques fournis par l'ORSTOM [réf.2 et 3] permettent de les estimer.

La méthode n'intègre pas le débit de base et l'écoulement hypodermique. Le débit de base est négligé puisqu'il s'agit d'un bassin versant appartenant au régime pluviométrique de type sahélien inférieur à 800 mm. L'écoulement hypodermique ou retardé représente un certain pourcentage du débit de ruissellement direct.

4.1.2 : Calcul du débit de crue décennale

Le bassin versant appartient à la classe de pente R_3 et de perméabilité P_3 . La combinaison de ces deux classes détermine le temps de base T_b , et le coefficient de ruissellement Kr_{10} %. Ainsi nous obtenons à partir des figures 4.1 et 4.2 :

$$T_b = 15 \text{ h}, Kr_{10} = 22\%$$

Le coefficient de rabattement est déterminé sur la figure 4.3

$A = 0.80$ pour la pluviométrie annuelle moyenne de 750 mm et

Figure 4.1 : Régimes subdésertiques et sahéliens

Temps de base en fonction de la superficie du bassin

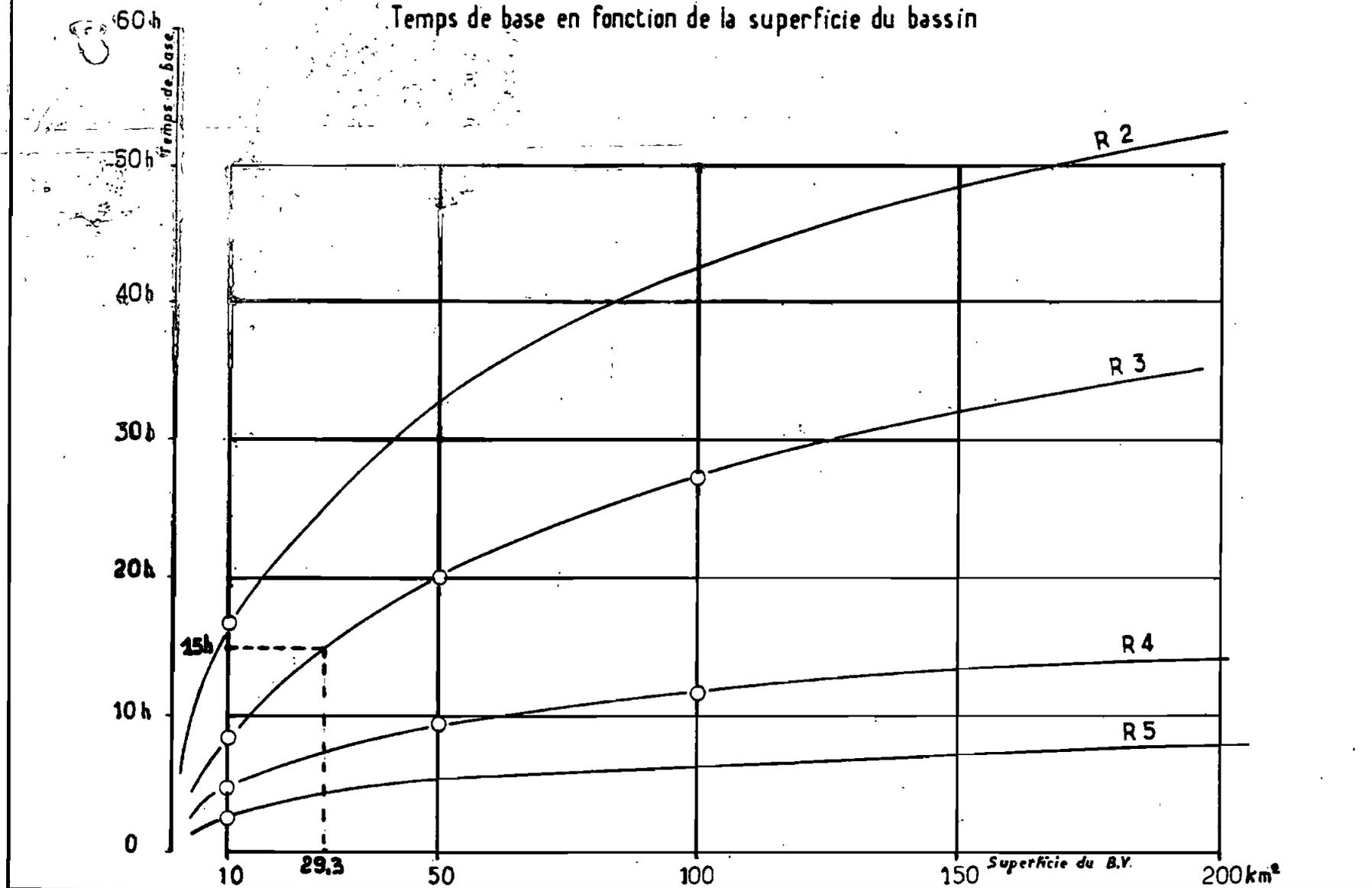
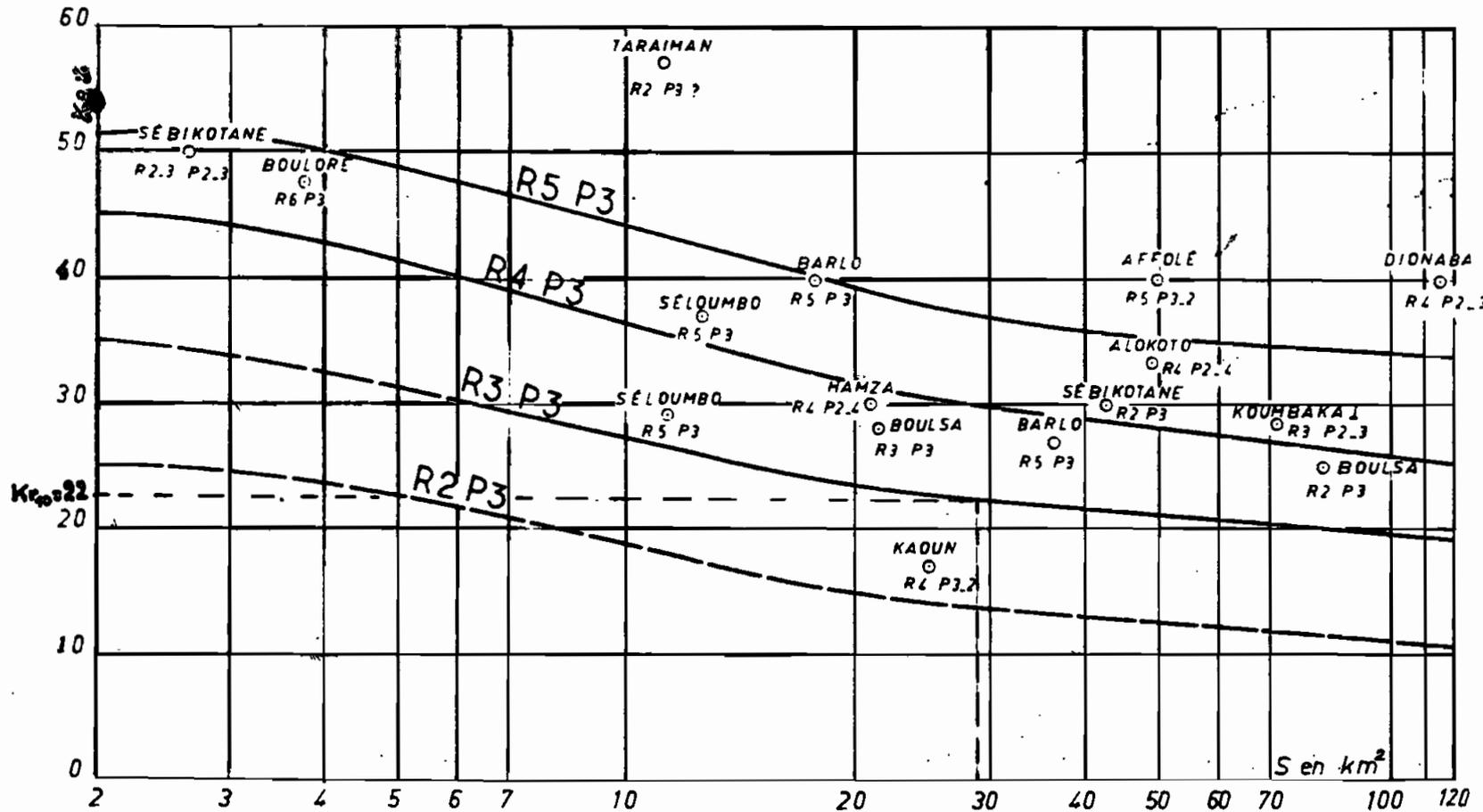


Figure 4.2 : COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Régimes sahéliens et subdésertiques
(P varie de 150 à 800 mm.)
PERMEABILITÉ P3



(tiré de la réf.3)

29.3

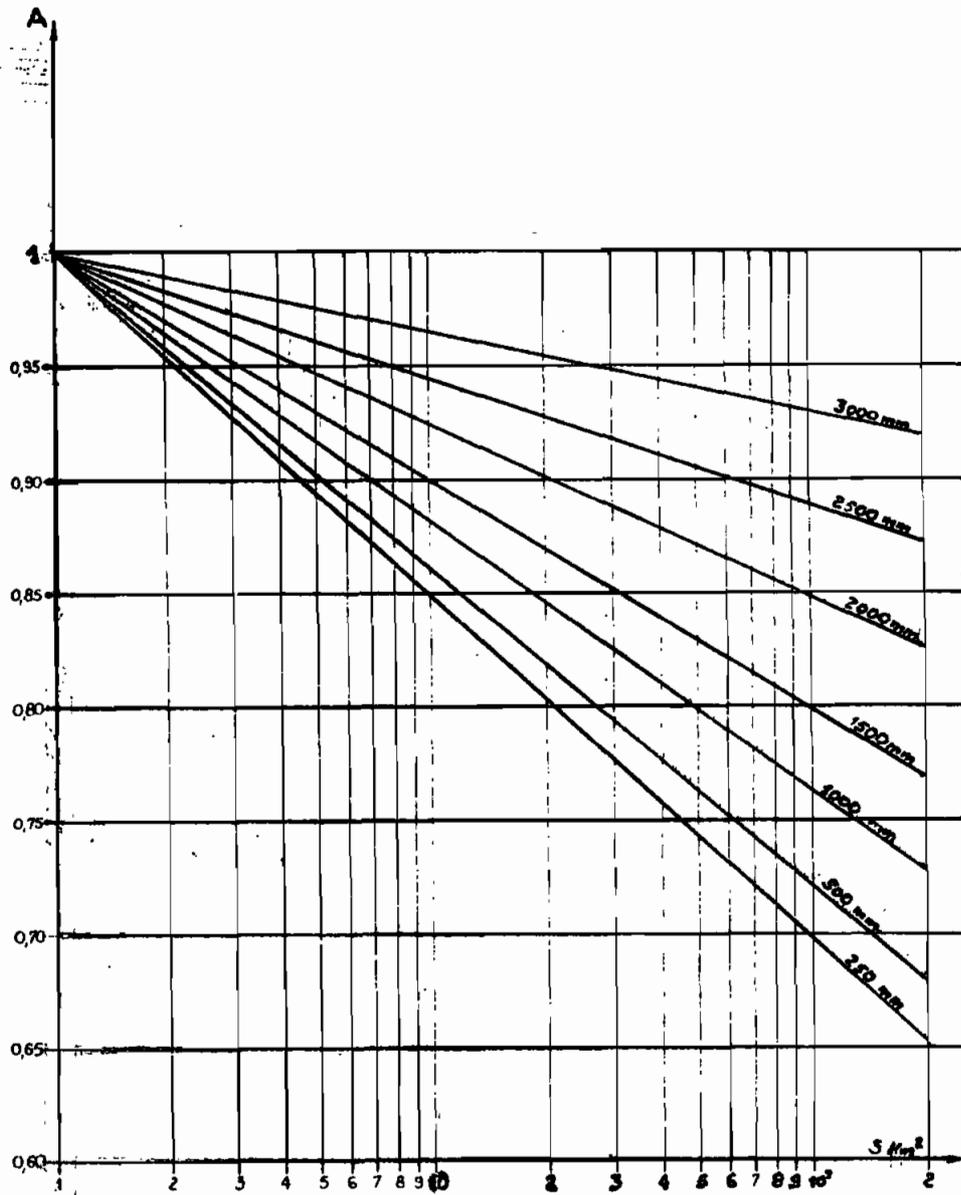


Fig. 4.3 Variation du coefficient d'abattement avec la surface pour différentes pluviosités
instantanées (d'après G. VUILLAUME).

(tiré de la réf. 2)

une superficie de 29,3 km².

Le coefficient K est interpolé du tableau 4.1 ci-dessous :

Tableau 4.1 : Valeur de K en fonction de S (km²)

S (km ²)	2	10	25	50	100
K	2,6	2,6	2,5	3	3,1

(tiré de réf.3)

on obtient pour S = 29,3 km², K = 2,6.

La pluie ponctuelle moyenne décennale est P₂₄ = 121 mm. La valeur trouvée approche l'isohyète de 120 mm des pluies journalières de fréquence décennale [annexe B7] qui traverse la zone concernée.

On peut calculer la pluie moyenne décennale en multipliant la pluie ponctuelle décennale P₂₄ par le coefficient de rabattement ; ce qui donne P₂₄ = 0,80*121 mm = 96,8 mm. Cette valeur est identique à celle calculée par la méthode de Rodier-Auvray pour le bassin de Ndiba soit 96 mm.

On récapitule les cinq paramètres sous forme de tableau.

Tableau 4.2 : Paramètres de calcul du débit de crue décennale

S (km ²)	A	T _b (h)	K	Kr ₁₀	P ₂₄ (mm)
29,3	0,80	15	2,6	22%	121

On peut donc calculer le débit maximal de ruissellement direct de la crue décennale par l'équation [4.1]:

$$Q_{\max r_{10}} = 0,80 * 0,22 \frac{2,6}{15 * 3600} * 121 * 10^{-3} * 29,3 * 10^6$$

$$Q_{\max r_{10}} = 30,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit hypodermique ou le débit du ruissellement retardé est estimé à 6% du débit maximal de ruissellement direct de la crue décennale. Ce pourcentage recommandé par l'ORSTOM [réf.1 p.262]

tient compte de la présence de couches perméables et de l'importance de couverture végétale.

Le débit de la crue décennale est alors :

$$Q_{10} = 1,06 * Q_{maxr_{10}} = 1,06 * 30,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

$$Q_{10} = 31,8 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

4.2 : LA MÉTHODE DU C.I.E.H.

4.2.1 : Présentation

Elle est connue par sa simplicité dans le calcul du débit de la crue décennale. Elle s'appuie sur l'expérimentation de 162 bassins versants répartis en Afrique francophone, suivant des plages de superficie et de pluviométrie moyenne annuelle.

C'est une méthode statistique de corrélation multiple exprimant le débit de crue décennale en fonction des paramètres :

- physiques comme la surface, la pente,
- climatiques comme la pluviométrie,
- de sol comme le coefficient de ruissellement influencé par le couvert végétal, l'humidité.

Selon la situation du bassin, seul un sous groupe de l'ensemble des paramètres est retenu dans les formules de régression. Ainsi le débit de crue décennale est calculé avec :

- le seul paramètre surface (S) : $Q_{10} = a \cdot S^b$,
- les paramètres surface (S), indice global de pente (I_g) et la pluie annuelle moyenne (P_{an}) : $Q_{10} = a \cdot S^b \cdot I_g^c \cdot P_{an}^d$,
- les paramètres surface (S), indice global de pente (I_g) et le coefficient de ruissellement (Kr_{10}) : $Q_{10} = a \cdot S^b \cdot I_g^c \cdot Kr_{10}^d$,

avec $0,1 < a < 5$ ou 10 ; $0,6 < b < 0,8$; $0,4 < c < 1,2$

[réf.1 p.205].

Nous estimons le débit en fonction de la surface (S), de l'indice global de pente (I_g) avec le coefficient de ruissellement Kr_{10} . L'introduction de ce dernier paramètre permet de mieux appréhender l'écoulement sur le bassin versant.

Sa connaissance est primordiale pour une bonne estimation du débit de crue décennale.

4.2.2 : Calcul du débit de crue décennale

Afin de faciliter l'exploitation, les formules de régression de la méthode sont présentées sous forme d'abaques. Ainsi en considérant le coefficient de ruissellement Kr_{10} estimé par la méthode du C.I.E.H soit 19%, l'indice global de pente ($I_g = 2,8$ m/km), la surface ($S = 29,3$ km²) et le symbole AO (Afrique de l'Ouest) nous trouvons avec l'abaque de la figure 4.4 :

$$Q_{10} = 31,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

Nous constatons que les deux valeurs du débit décennal estimées sont du même ordre de grandeur. Nous retiendrons le débit de crue décennale maximal qui est celui calculé par la méthode de Rodier-Auvray. Il sera utilisé comme débit de design hydraulique.

4.3 : CALCUL DU DÉBIT DE DESIGN

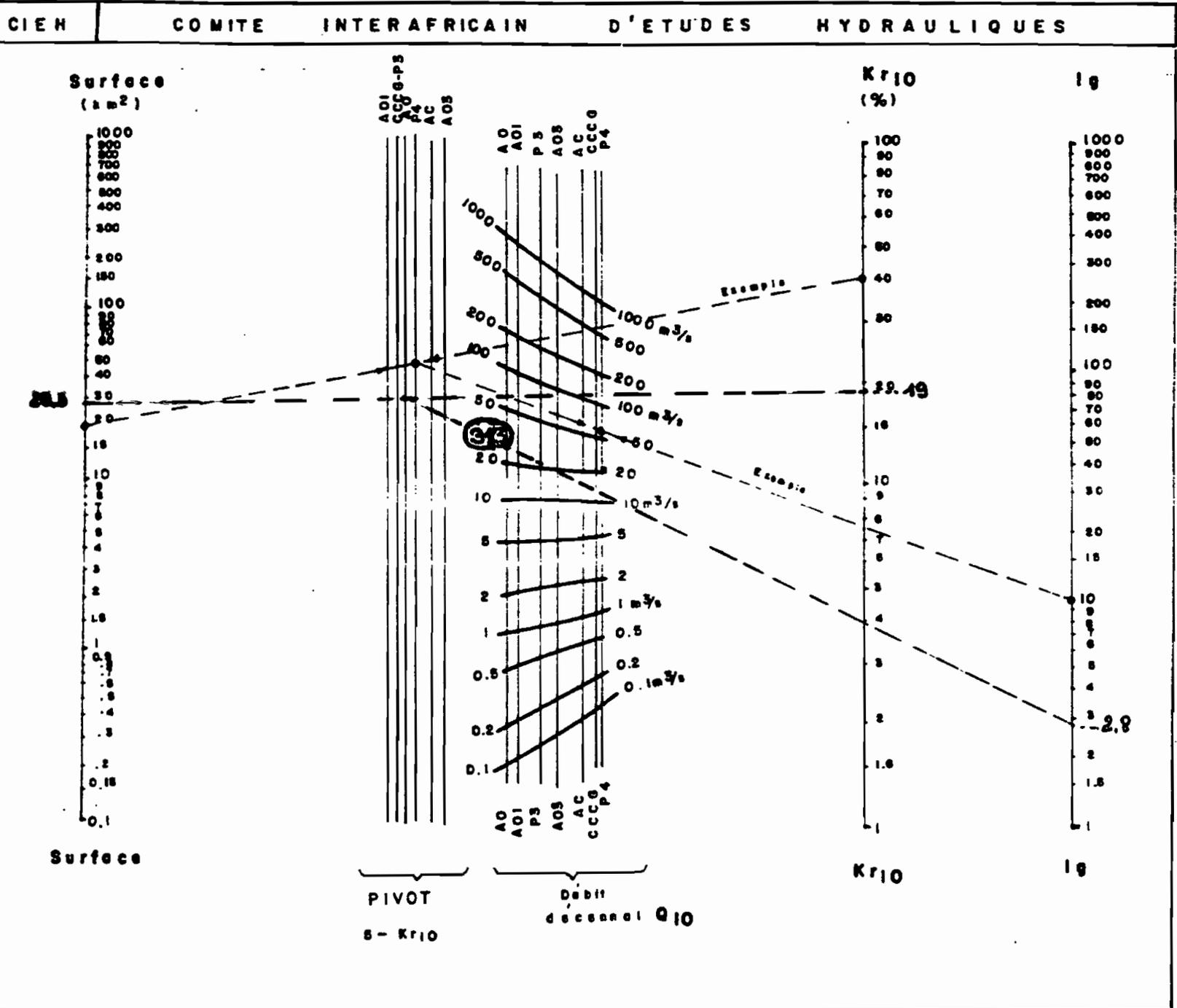
4.3.1 : Choix de la période de design

La ligne internationale Dakar-Bamako représente un axe économique d'une importance capitale (environ 60% des recettes annuelles).

Les ouvrages au passage de cours d'eau doivent être dimensionnés avec un risque hydrologique bien à l'égard des dommages importants.

L'analyse des pluies journalières maximales pendant 44 années successives dans les deux stations à l'étude montre les périodes de récurrence déduites des droites ajustées :

(tiré de la réf.1)



ABAQUE DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL D

Tableau 4.3 : Pluies journalières de fréquence rare

Stations	Koungheul	Koumpentoum
P _{jmax} (mm)	164	149,2
Année d'apparition	1959	1988
Période T (an)	60	30

Ces hauteurs de pluies sont relativement rares. Les relevés pluviométriques des trois dernières années indiquent des pluies journalières maximales de fréquences de non-dépassement faibles. Le tableau ci-dessous récapitule ainsi les périodes de récurrence trouvées.

Tableau 4.4 : Période de retour des pluies journalières maximales de 1991 à 1993

Stations	Koungheul		Koumpentoum	
	P _{jmax} (mm)	T (an)	P _{jmax} (mm)	T (an)
1991	65	1,5	49	1,2
1992	67	1,5	85	2,8
1993	63	1,4	134,3	15,4

Ce tableau spécifie qu'il n'y a pas eu de phénomène hydrologique exceptionnellement rare pendant ces années où la Sncs a commencé à enregistrer les séries d'accidents aux zones de passage de d'eau. Ces accidents ne peuvent être liés qu'à l'insuffisance des sections d'écoulement des buses préexistantes. Il faut y associer l'effet de ravinement engendré par le déversement des eaux sur le talus aval. Nous y reviendrons un peu plus loin.

La ligne ferroviaire est certes importante, mais nous tenons compte de la recommandation suivante [réf.2 p.154] : si la fréquence de passage est faible, les petits ouvrages de moins de 20 m sont dimensionnés pour la crue décennale. En effet la voie est de desserte permanente. Il passe en moyenne 3 trains par jour sur la ligne. D'ailleurs il est usuel de choisir la fréquence décennale pour le design des petits ouvrages

hydrauliques transversaux. De plus en analysant le tableau suivant, nous constatons que la variation de débit n'est pas très considérable.

Tableau 4.5 : Débit maximal de quelques périodes de retour

P ₁₀ (mm)	P ₅₀ (mm)	P ₁₀₀ (mm)	P ₅₀ /P ₁₀	P ₁₀₀ /P ₁₀	Q ₁₀ m ³ /s	Q ₅₀ m ³ /s	Q ₁₀₀ m ³ /s
121	160,5	177	1,33	1,46	31,8	42,3	46,4

Nous retenons alors une période de design décennale pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages à choisir. Le bon comportement après un passage d'un débit supérieur ou égal au débit de design dépendra des dispositions adéquates de réalisation du remblai, de protection et d'entretien.

4.3.2 : Le débit de design

Les méthodes utilisées nous ont permis de calculer deux estimations du débit de crue décennale qui ont le même ordre de grandeur. Le débit de design est la valeur maximale calculée :

$$Q_{10} = 31,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.4 : ANALYSE DES CAUSES DE COUPURES DE VOIE

Les enquêtes sur le terrain font état de submersion du remblai après des pluies que les habitants ont estimé d'intensité moyenne. Les eaux de ruissellement se déversaient sur le talus aval. Il s'est créé des ravinements sur cette partie du remblai qui a été finalement déstabilisé et emporté par les eaux. Cette description peut être justifiée en calculant la capacité d'écoulement des buses comparée au débit de fréquence annuelle.

4.4.1 : Calcul du débit de fréquence annuelle

Les dates de rupture coïncidaient avec des pluies donnant une moyenne de 50 mm aux deux postes pluviométriques. Cette hauteur correspond à une période de récurrence de l'ordre 1,1 an. On

évalue approximativement une limite supérieure débit à cette période :

$$Q_{1,1} = \frac{P_{L1}}{P_{10}} * Q_{10} = \frac{50}{121} * 31,8$$

$$Q_{1,1} = 13,2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$$

4.4.2 : Calcul de la capacité des buses

La topographie à l'aval de l'écoulement ne permet pas une stagnation d'eau. L'écoulement probable le plus critique est celui en charge dans les conduites avec un niveau à l'aval égal au plus au diamètre de la buse. Ce type d'écoulement est schématisé à la figure 4.6.

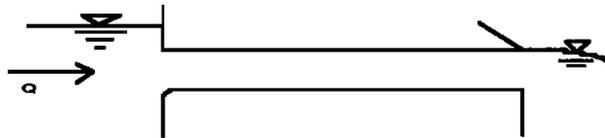


Figure 4.6 : Configuration de l'écoulement en conduite

Le niveau à l'amont est égale à la hauteur du remblai (3,80 m) compte tenu du déversement.

La capacité est calculée par :

$$Q = \sqrt{\frac{D^4 * \Delta H}{0,083 * (K_e + 0,028 \frac{L}{D^3} + 1)}} \text{ (m}^3 / \text{s) [réf. 2 p.214]}$$

$K_e = 0,5$: buse saillante hors du remblai,

$L = l + (h - D/2) * 2,$

l = largeur supérieure du remblai d'accès vue en travers = 2,30 m,

h = hauteur du remblai = 3,80 m ;

on obtient :

buse 60 cm : $L = 9,30 \text{ m}$, $H = 3,20 \text{ m}$ =====> $Q = 1,6 \text{ m}^3/\text{s}$

buse 80 cm : $L = 9,10 \text{ m}$, $H = 3,00 \text{ m}$ =====> $Q = 2,8 \text{ m}^3/\text{s}$

Soit une capacité totale (considérant la première solution d'urgence : 1 buse 60 cm + 3 buses 80 cm) :

$$Q_{\text{tot}} = 1,6 + 3 \times 2,8 = 10,1 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Cette valeur reste inférieure à la limite supérieure du débit de fréquence annuelle $Q_{1,1} = 13,2 \text{ m}^3/\text{s}$. La section d'écoulement des buses est probablement insuffisante, pour des débits de périodes de retour supérieures, de peu à un an . L'évacuation d'un tel débit ne pouvait se faire sans submersion.

De plus les enquêtes mentionnent un déversement des eaux sur le talus aval créant des affouillements sous les buses qui reposaient à même le sol. la rupture est due probablement à la combinaison de ces deux faits.

Il faut noter que cette simulation n'est qu'une tentative d'explication des dommages et que seule l'observation sur place au moment des événements peut justifier globalement l'accident qui s'est ainsi produit.

L'hypothèse de l'influence d'aménagements existants à l'amont n'est pas à considérer conformément aux observations faites sur le bassin. Ces ouvrages existent bel et bien, mais ils sont implantés aux environs du fleuve Gambie en territoire gambien et sont à une côte de 30 m alors que la crête du bassin se trouve à 50m. Le changement de pente montre clairement à l'amont qu'il y a une ligne de partage.

Le petit barrage le plus proche est celui de NDOUN avec 44 m de long et 90 cm de hauteur. Cet ouvrage se trouve dans le bassin versant dont le passage à travers la voie ferrée est au PK.345.

Nous maintenons que les dommages sont engendrés par une détérioration progressive du remblai due à l'insuffisance de la section des buses. Ils ne peuvent être imputables au seul phénomène hydrologique qui n'a rien d'exceptionnel.

CHAPITRE 5 : CHOIX ET DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

Une analyse du profil en long de la ligne ferroviaire montre que les ouvrages de traversée les plus fréquents sont les buses circulaires en béton armé ou quelque fois des dalots en béton armé et plus rarement des ponceaux mixtes. On rencontre aussi souvent des buses arches. Ce sont des ouvrages hydrauliques transversaux servant très souvent au franchissement de talwegs, de cours d'eau.

Leur choix dépend du débit de design, des conditions géotechniques et économiques relatives à chaque ouvrage. Il est conditionné aussi par la durée de réalisation de chacun des ouvrages. Cette durée doit être telle que l'arrêt du trafic international soit minimisé.

Le choix est porté sur ces ouvrages hydrauliques transversaux car ils sont suffisants pour écouler le débit de design estimé. Les fondations, avec ou sans radier, respectivement pour les dalots en béton armé et les buses métalliques, s'adaptent aux caractéristiques géotechniques du sol en place.

Compte tenu des conditions pratiques de réalisation spécifiques à chaque ouvrage, nous verrons que certaines sections ne peuvent pas être retenues.

Nous allons dimensionner ainsi les types d'ouvrages envisageables : dalots, buses circulaires, buses arches. Des dispositions de protection seront à prévoir pour chaque type d'ouvrage.

5.1 : PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

Le dimensionnement consiste à la détermination de la section d'écoulement nécessaire pour évacuer le débit de design. Ce dernier est relativement considérable et implique le jumelage d'ouvrages du même type.

Cependant il est important de connaître les conditions de fonctionnement des ouvrages. En effet, comme indiqué au paragraphe 4.4.2, l'écoulement probable le plus critique est celui d'une sortie noyée avec un niveau à l'aval égal au plus à la hauteur de l'ouvrage.

Nous imposons une vitesse maximale admissible de 3,0 m/s [réf.2 p.214]. Ce qui conduit alors à un débouché superficiel de :

$$A = Q_{10}/3,0 = 31,8/3,0$$

$$A = 10,6 \text{ m}^2.$$

Il s'agit de déterminer le nombre (N) d'ouvrages du même type dont leur section totale va égaler cette valeur. La longueur de l'ouvrage selon son axe est :

$$L = l + (h - D/2)*2 \text{ avec}$$

l = largeur supérieure du remblai d'accès vue en travers = 2,3 m ,

D = hauteur de l'ouvrage,

h = hauteur du remblai = 3,80 m.

Le débit utilisé pour calculer la surélévation H est égale à

$$q = Q_{10}/N.$$

5.2 : LES DALOTS

Ils présentent des sections rectangulaires ou carrées et sont généralement construits en béton armé. Si le débit de design dépasse 10 m³/s, il est recommandé d'utiliser un dalot. La hauteur de remblai au-dessus du dalot peut varier de 1 m à 2 m.

On utilise les dispositions constructives suivantes actuellement utilisées dans la réalisation des dalots : murs de tête et murs en aile inclinés. Le coefficient K_e est égal à 0,2 [réf.2 p.227].

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats du dimensionnement.

Tableau 5.1 : Dimensions de dalot envisagées

D (m)	B (m)	A (m ²)	Nombre	A _{tot} (m ²)	L (m)	H (m)	H (m)	V (m/s)
1,9	1,9	3,61	3	10,8	8,0	0,57	2,47	2,9
2,3	2,3	5,29	2	10,6	7,4	0,58	2,88	3,0

La surélévation est donnée par référence 2 [p.227] :

$$\Delta H = 0,051 \frac{q^2}{B^2 D^2} \left[Ke + 0,011 \frac{L}{D^3} \left(1 + \frac{D}{B} \right)^3 + 1 \right] \quad (5.1)$$

H est la hauteur de la ligne d'eau à l'amont du dalot et B la largeur de la section. Les vitesses d'écoulement dans le dalot sont acceptables, inférieures à la vitesse maximale admissible. Nous retenons la batterie de dalots de section $D = 2,30 \text{ m}$ * $B = 2,30 \text{ m}$. Il s'agit de dalots ordinaires constitués de 3 piédroits fondés sur radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé. Le radier sera ancré en amont et en aval pour résister au phénomène d'affouillement. Il sera nécessaire de poser des enrochements à l'entrée et à la sortie du dalot. Une description plus détaillée sera faite au chapitre 6 traitant du dimensionnement structural.

5.3 : LES BUSES

Elles présentent soit des sections circulaires soit des sections arches. Les buses couramment utilisées sont de type métallique ou en béton armé. Les dernières ont le mérite d'être fabriquées localement alors que les premières sont importées.

L'importance du choix est de tenir compte des dimensions fournies par les fabricants.

5.3.1 : Les buses circulaires

Les dimensions recommandées pour des soucis de réalisation

varient pour les buses en béton armé de 0,80m à 1,20 m et pour les buses métalliques de 0,80 m à 2,00 m.

En calculant le nombre de buses en béton armé de diamètre 1,20 m, nous nous rendons compte qu'il faut installer une batterie de 10 buses, alors que la topographie ne facilite pas un tel dispositif. On serait obligé de reprofiler la zone de franchissement. Il en résulterait une modification de la zone de franchissement.

Nous consacrons le choix aux buses métalliques dont le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul :

Tableau 5.2 : Dimensions de buse circulaire envisagées

D (m)	A (m ²)	Nombre	L (m)	H (m)	H (m)	V (m/s)
1,5	1,77	6	8,4	0,99	2,49	3,0
2,0	3,14	4	7,9	0,65	2,65	2,5
2,2	3,80	3	7,7	0,77	2,97	2,8

avec :

$$\Delta H = 0,083 \frac{q^2}{D^4} (K_e + 0,091 \frac{L}{D} + 1) \quad (\text{Réf.2 p.214}) \quad (5.2)$$

$K_e = 0,7$ (buse buseautée selon le talus)

Tenant compte des considérations citées ci-haut nous choisissons la batterie de 3 buses $D = 2,20$ m. Il est important de considérer les dispositions de protection suivantes :

- aménagement d'un mur de tête en béton avec ancrage, à l'amont et à l'aval
- mise en place d'enrochements aux extrémité amont et aval pour protéger l'ouvrage contre les effets d'affouillement,
- protection du talus amont et aval avec des perrés maçonnés ; le talus pourra résister à la surélévation d'eau et probablement à un déversement.

5.3.2 : Les buses arches

La procédure de calcul reste identique. La surélévation est donnée par :

$$\Delta H = \frac{q^2}{2gA^2} \left(Ke + \frac{2gA^2}{K^2 Rh^3} + 1 \right) \quad (\text{Réf.2 p.220}) \quad (5.3)$$

avec $Ke = 0,7$ (buseautée selon le talus),

$K = 37$ (buse métallique BM)

$K = 67$ (buse en béton armé BA)

Rh = rayon hydraulique

Le tableau suivant montre les essais possibles :

Tableau 5.3 : Dimensions de buse arches envisagées

B(m)	D(m)	A (m ²)	Rh (m)	N	L(m)	H (m)		H(m)		V m/s
						BA	BM	BA	BM	
3,30	2,15	5,56	0,63	2	7,8		1,05		3,20	2,8
2,48	1,79	3,53	0,51	3	8,1	-	0,98	-	2,77	3,0
2,21	1,67	2,95	0,47	4	8,2	-	0,76	-	2,43	2,7

N = nombre de buses

Pour les mêmes considérations pratiques de réalisations, nous ne retenons que les buses métalliques. Parmi celles-ci la batterie de 2 buses $D = 2,15$ m * $B = 3,30$ m est la plus adéquate. Nous considérerons les mêmes dispositions de protection citées au paragraphe 5.3.1

CHAPITRE 6 : DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DES OUVRAGES

A la suite du choix des ouvrages hydrauliques, nous allons entamer le dimensionnement structural afin de déterminer les épaisseurs de chacun des éléments composant un ouvrage donné. Tous les ouvrages présentent la particularité d'être recouverts de remblai bien compacté afin d'éviter des tassements excessifs à la mise en service.

Le train-type de charge retenu est une locomotive avec une rame dont la charge roulante est de 17 tonnes à l'essieu. Il est schématisé ci-dessous :

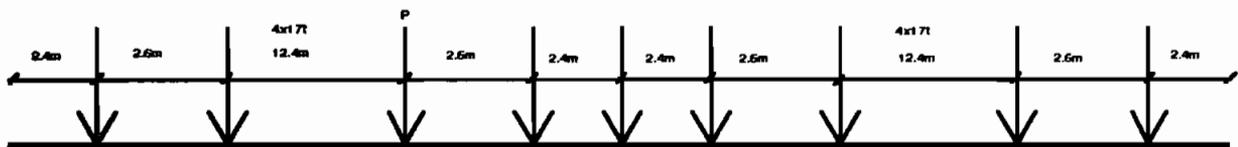


Figure 6.1 : Train-type de charge

La charge roulante se répartit sur le ballast d'une épaisseur de 30 cm et sur le remblai, par l'intermédiaire des traverses de rail en béton armé espacées de 70 cm. Les rails sont distants de un mètre (1 m).

Les traverses induisent une charge qui peut être considérer comme linéique le long de chaque rail, sur le ballast. Cela se traduit par une bande de charge uniforme. Cependant nous considérons que la surcharge concentrée (P) est directement appliquée sur l'ensemble ballast-remblai. Ce chargement représente le cas le plus défavorable. La surcharge ponctuelle entraîne une contrainte verticale selon le principe de Boussinesq.

On obtient :

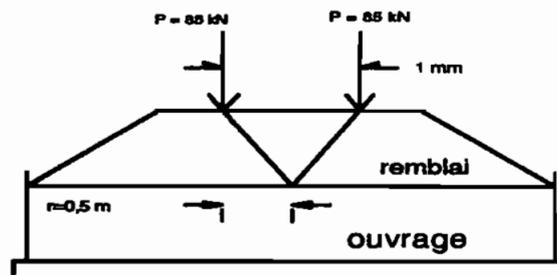
$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_{\sigma_z} \quad (6.1)$$

P = surcharge appliquée en KN

z = profondeur de remblai en m

I_{σ_z} = facteur d'influence

Elle est maximale en superposant la contrainte due à chaque surcharge de roue conformément à la figure ci-dessous. La valeur maximale de la surcharge sur la surface de l'ouvrage sera considérée comme uniformément répartie, en tenant compte du coefficient d'impact, coefficient de majoration dynamique.



Ce facteur d'impact est calculé par :

$$I = \frac{300}{S} + \frac{50 * L}{L + D} \quad (\text{Réf.11}) \quad (6.2)$$

S = longueur de l'élément considéré en pieds

L = poids maximal des surcharges applicable sur l'élément en KN

D = poids total des charges permanentes sur l'élément en KN

A la surcharge uniformément répartie il faut y associer la charge permanente constituée par le ballast, l'ensemble voie et traverse, le remblai et l'ouvrage. Elle est aussi uniformément répartie sur la surface de l'ouvrage considéré.

Le remblai sera constitué d'un apport de matériau, des graveleux latéritiques 0-80 que l'on peut trouver dans la zone. Mise en place par un bon compactage, il peut atteindre une valeur de poids volumique sec $\rho_d = 20 \text{ KN/m}^3$.

Le ballast a une masse volumique ρ_b de 1800 kg/m^3 et l'ensemble rail-traverse un poids linéaire de 160 kg/m .

6.1 LE DALOT

Il est constitué d'éléments continus en béton armé coulés sur place. La dalle comporte deux (2) travées chacune de $2,30 \text{ m}$ de portée nette et $7,40 \text{ m}$ de longueur. Elle s'appuie sur trois (3) murs porteurs appelés piédroits qui reposent sur un radier général.

Le calcul aux états limites basé sur la norme canadienne A23.3 M89 sera utilisé. Il s'agit d'assurer la sécurité vis-à-vis :

- de la résistance et de la fatigue des matériaux,
 - de l'équilibre statique,
 - de la stabilité, du renversement,
- et un bon comportement en service en limitant :
- les déformations et flèches excessives,
 - l'ouverture des fissures,
 - les vibrations.

6.1.1 : La dalle

Le rapport de la portée sur la longueur ($2,30/7,40 = 0,31$) est inférieure à $0,5$. La dalle porte à une seule direction.

Épaisseur de la dalle h :

Le Code spécifie l'épaisseur minimale de dalles portant dans une seule direction, en dessous de laquelle on doit calculer les flèches. Pour une dalle pleine continue à une extrémité on a :

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{2300}{24} \quad (\text{art. 9.5.2.1})$$

$$h_{min} = 94 \text{ mm.}$$

l = portée entre nu des murs.

Nous choisissons une épaisseur $h = 240 \text{ mm}$ suffisante pour permettre au béton seul de résister à l'effort tranchant. On évitera de prévoir des étriers.

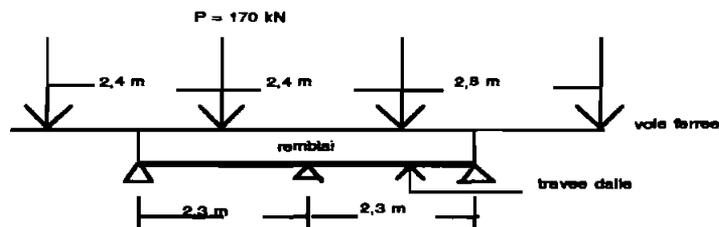
Estimation des charges :**Charges permanentes W_p :**

- . ballast : $\rho_b g h_b \dots\dots = (1800 \cdot 10 \cdot 0,3) \cdot 10^{-3} = 5,40 \text{ kN/m}^2$
- . remblai : $\rho_d h_r \dots\dots\dots = 20 \cdot 1,00 = 20,00 \text{ ''}$
- . voie + traverse : $\dots\dots\dots (160 \cdot 10 / 1) = 1,60 \text{ ''}$
- . dalle : $\rho_d g h \dots\dots\dots = (2500 \cdot 10 \cdot 0,24) \cdot 10^{-3} = 6,00 \text{ ''}$

$$W_p = 33,00 \text{ kN/m}^2$$

Surcharge W_L :**. Calcul du facteur d'impact :**

La figure 6.1 montre qu'on ne peut avoir plus d'une charge concentrée sur une travée du dalot :



$$S = 170 \text{ kN}$$

$$P = 33 \cdot 2,5 \cdot 7,4 = 610,5 \text{ kN}$$

$$L = 2,5 \cdot 3,28 \text{ en pieds}$$

L'équation 6.2 donne $I = 48\%$

. Détermination du facteur d'influence :

Selon Boussinesq (réf.10) pour ce cas de charge ponctuelle, le facteur d'influence sur la verticale du point d'application ($r = 0,5 \text{ m}$) est :

$$I_{\alpha_z} = 0,34$$

. Calcul de la surcharge répartie uniformément sur la dalle :

L'équation 5.1 donne en tenant compte du facteur d'impact

$$\sigma_z = \left(\frac{85}{1,26} \cdot 0,34 \right) \cdot (1 + 0,48) = 26,94 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 85 \text{ kN}, z = 1,26 \text{ m}, I_{\alpha_z} = 0,34,$$

C'est la pression sur la travée due à la charge ponctuelle de 85 kN d'une roue à une distance $r = 0,5 \text{ m}$ (moitié de l'écart des rails). En superposant les pressions engendrées par les deux roues, nous obtenons:

$$W_z = 2 \cdot \sigma_z = 53,88 \text{ kN/m}^2$$

Les charges de vent (W_0) ne sont pas considérées du fait que

l'ouvrage est recouvert de remblai.

Les efforts dus à la température (W_T) ne sont pas inclus, mais des armatures de température ou de retrait seront prévues.

Calcul de la charge totale pondérée :

Les charges pondérées doivent être combinées de façon à produire la sollicitation la plus défavorable de l'élément de la structure. De la référence [7], nous avons :

$$W_f = \alpha_D W_D + \gamma \Psi (\alpha_L W_L + \alpha_Q W_Q + \alpha_T W_T)$$

Dans le cas présent, seules les charges permanentes et dynamiques sont retenues. Nous obtenons :

$$W_f = \alpha_D W_D + \alpha_L W_L \text{ avec } \alpha_D = 1,25, W_D = 33 \text{ kN/m}^2, \gamma = 1, \Psi = 1$$

$$\alpha_L = 1,50, W_L = 53,88 \text{ kN/m}^2$$

$$W_f = 1,25 \cdot 33 + 1,50 \cdot 53,88 = 122,07 \text{ kN/m}^2$$

$$W_f = 122,07 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des efforts maximaux :

La dalle remplit toutes les conditions exigées à l'article 8.3.3 du code A23.3 M89 pour l'utilisation de la méthode forfaitaire, méthode rapide et simple calculant les moments fléchissants et efforts tranchants maximums appliqués sur la dalle.

Les moments fléchissants et efforts tranchants sont obtenus avec les coefficients recommandés par le Code. Pour une bande de largeur de 1000 mm, nous avons :

$$- M_f = C \cdot W_f \cdot l_n^2,$$

$$- V_f = C \cdot W_f \cdot l_n$$

C = coefficient code,

W_f = charge totale pondérée en kN/m^2 ,

l_n = portée nette en m.

Calcul de l'armature de dalle :

Nous choisissons les barres n°15 comme armature supérieure et inférieure. Elles appartiennent aux classes de barres de plus

faible diamètre. Le béton et l'acier ont les caractéristiques respectives : $f_c = 30 \text{ Mpa}$, $f_y = 400 \text{ Mpa}$.

La distance utile d du béton est calculée par :

$$d = h - e - d_b/2,$$

$$h = \text{épaisseur de la dalle} = 240 \text{ mm},$$

$$e = \text{enrobage} = 20 \text{ mm pour les dalles},$$

$$d_b = \text{diamètre barre}$$

On obtient : $d = 212 \text{ mm}$.

Les résultats de calcul sont présentés au tableau 6.1.

Le rapport d'armature est compris entre $0,15\rho_{\max}$ et $0,30\rho_{\max}$ (avec $\rho_{\max} = 0,023$) [réf.7 p.252].

Les barres supérieures s'arrêtent à partir des nus d'appui à $0,25l_n$ pour l'appui de rive et $0,30l_n$ pour l'appui intermédiaire [réf.7 p253.].

Nous prévoyons de l'armature de retrait ou de température parallèle au grand côté de la travée ; elle correspond à l'armature minimale requise soit $0,002A_g$ avec A_g l'aire globale du béton (art. 7.8).

L'espacement maximal soit $3h$ ($=600 \text{ mm}$) (art. 7.4) n'est pas dépassé. L'armature supérieure des appuis extérieurs sera ancrée à 90° et servira d'armature négative aux murs.

Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant calculé au nu de l'appui est (art. 11.3.3):

$$V_s = 161,44 - 122,07 \cdot 0,212 = 135,56 \text{ kN}$$

La résistance du béton au cisaillement est obtenue par (art. 11.3.4) :

$$V_c = 0,2(\sqrt{f_c})bd = [0,2 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot (\sqrt{30}) \cdot 1000 \cdot 212] \cdot 10^{-3}$$

$$V_c = 139,34 \text{ kN} > V_s, \text{ le béton seul résiste au cisaillement.}$$

Nous n'avons pas besoin de prévoir des étriers.

Tableau 6.1 : Récapitulatif des résultats de calculs de la dalle

DALLE	D1			D2		
	Appui	Milieu	Appui	Appui	Milieu	Appui
Coef. C pour M_f	-1/16	1/14	-1/10	-1/10	1/14	-1/16
l_n (m)	2,30			2,30		
$M_f = C \cdot W_f \cdot l_n^2$ (kN.m)	-40,36	46,13	-64,58	-64,58	46,13	-40,36
Coef. C pour V_f	1/2		1,15/2	1,15/2		1/2
$V_f = C \cdot W_f \cdot l_n$ (kN)	140,38		164,44	164,44		140,38
$K_r = M_f \cdot 10^6 / (b d^2)$	0,898	1,026	1,437	1,437	1,026	0,898
ρ (Table des 100 ρ)	0,0035*	0,0035*	0,0046	0,0046	0,0035*	0,0035*
$A_s = \rho b d$ (mm ²)	742	742	975,2	975,2	742	742
A_s prévue (mm ²)	769	769	1000	1000	769	769
$A_{smin} = 0,002 A_g$ (mm ²)	480 mm ² soit Barre N°10 à 400 mm					
N°barre	N°15	N°15	N°15	N°15	N°15	N°15
Diamètre (mm)	16	16	16	16	16	16
Espacement (mm)	260	260	200	200	260	260

*le rapport d'armature calculé est inférieur à ρ_{min}

La figure 6.2 ci-dessous montre ainsi le schéma de ferrailage.

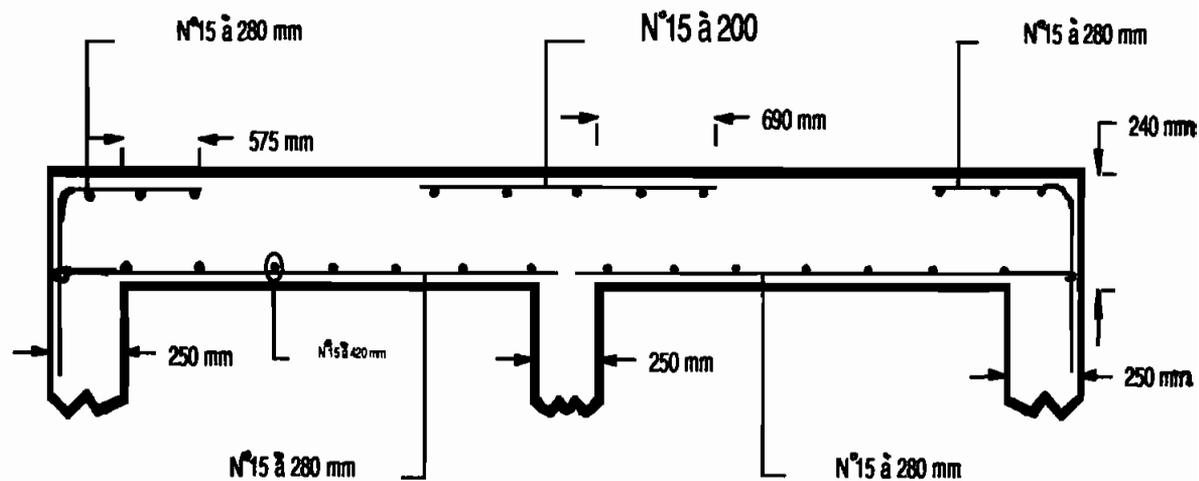


Figure 6.2 : Schéma de ferrailage de la dalle

6.1.2 : Les murs ou piédroits

Les murs extérieurs qui font l'objet du dimensionnement, prennent appui sur la dalle et le radier. Ils sont soumis aux charges suivantes :

- la poussée due au remblai,
- la butée de l'ouvrage sur le remblai qui entraîne le chargement le plus défavorable ; elle sera retenue pour le calcul des murs.
- la poussée de l'eau si un débit supérieur ou égal au débit de design est à évacuer,
- la charge verticale linéaire sur les murs.

Estimation des charges pour une bande de mur de 1000 mm

- la butée : nous avons la butée due au remblai et celle due à la surcharge. La butée due à la surcharge est transformée en hauteur de remblai équivalente :

. butée due au remblai = $\gamma \cdot h \cdot K_p$

. butée due à la surcharge roulante : la surcharge dynamique n'est pas directement transformée en surcharge statique. Le AASHTO " Standard Specification of Highway Bridges Section 1.2.19" [réf.13] prescrit une hauteur de remblai équivalente à cette surcharge. La hauteur de remblai correspondante est calculée comme suit :

avec $W_L = \gamma_d \cdot h' \cdot K_p$ on tire $h' = W_L / (\gamma_d \cdot K_p)$. Celle-ci vient s'ajouter à la hauteur de remblai en place. W_L est la surcharge roulante à la surface de l'ouvrage.

La butée totale due au remblai et à la surcharge à la base du mur est alors :

$$W_b = \gamma_d \cdot (h + h') \cdot K_p \text{ avec}$$

$$K_p = [\tan(45 + \frac{\phi}{2})]^2 \text{ et } = 30^\circ \text{ (} K_a = 3,00 \text{), } \gamma_d = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$h = \text{hauteur du mur incluant la dalle} = 2,54 \text{ m,}$$

$$h' = 53,88 / (20 \cdot 3) = 0,90 \text{ m}$$

$$\text{On obtient } W_b = 206,40 \text{ kN/m}$$

. Butée due à la surcharge de remblai : $W_b' \cdot K_p$ avec W_b' , la charge de remblai au dessus de la ligne coïncidant avec la surface de l'ouvrage (c'est W_b sans le poids propre de la dalle soit 27,00 kN/m²). On obtient : $W_b' \cdot K_p = 27,00 \cdot 3,00 = 81,00 \text{ kN/m}$

- la poussée de l'eau :

$$P_o = \gamma_w \cdot h^2 / 2 = 10 \cdot 2,54^2 / 2$$

$$P_o = 32,26 \text{ kN}$$

A la base du mur on a : $\gamma_w \cdot h = 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ kN/m}$

La charge de l'eau à la base du mur, est inférieure à la butée des terres. Agissant en sens contraire, elle ne sera pas considérée dans le calcul.

- Charge verticale linéaire :

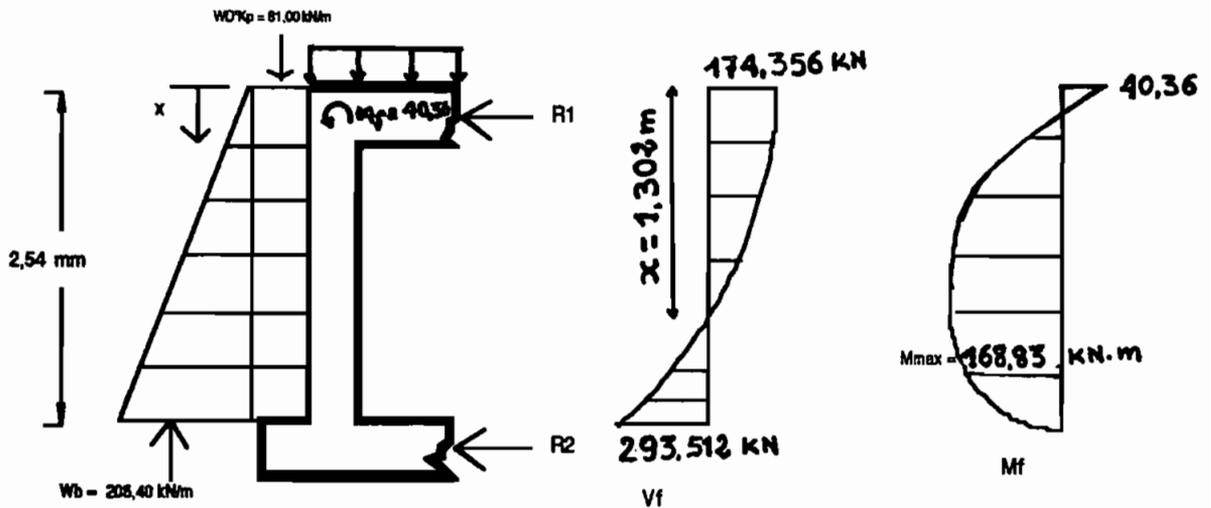
murs extérieurs : $P_{ve} = W_f \cdot h / 2 = 122,07 \cdot 2,54 / 2$

$P_{ve} = 155,03 \text{ kN}$

mur intérieur : $P_{vi} = W_f \cdot h = 122,07 \cdot 2,54$

$P_{vi} = 310,06 \text{ kN}$

Nous avons le cas de charge montré à la figure suivante :



Calcul des efforts internes sur bande de 1000 mm de mur

Nous imposons une rotule à la base du mur. La continuité entre la dalle et le mur est toujours maintenue. Les moments négatifs aux appuis de la dalle sont reportés à l'extrémité supérieure du murs.

Réactions : $R_1 = (W_d' \cdot K_p + 2 \cdot W_b / 3) \cdot h / 2 - M_f / h$

$R_2 = (W_b + 2 \cdot W_d') \cdot h / 2 - R_1$

$M_f = 40,36 \text{ kN.m}$

On obtient : $R_1 = 174,356 \text{ kN}$

$R_2 = 293,512 \text{ kN}$

Efforts tranchants :

$$V_x = - R_1 + W_b \cdot x^2 / (2 \cdot h) + W_f \cdot K_p \cdot x$$

$$V_x = - 174,356 + 40,630x^2 + 81,000x$$

$$V_x = 0 \implies x = 1,302 \text{ m}$$

Moments fléchissants :

$$M_x = 174,356x - 13,543x^3 - 40,500x^2 + 40,36$$

$$M_{\max} = 168,83 \text{ kN.m à } x = 1,302 \text{ m}$$

Épaisseur des murs :

On choisit un rapport d'armature $\rho = 0,55 \cdot \rho_{\max}$ soit $\rho = 0,0126$ i.e
 $K_r = 3,6897 \text{ MPa}$. On calcule la distance utile d du béton par :
 $M_{\max} = M_x = K_r \cdot b \cdot d^2$ avec $b = 1000 \text{ mm}$.

On trouve $d = 214 \text{ mm}$,

d'où $h = d + e + d_b/2 = 210 + 20 + 25,2/2 = 247 \text{ mm}$ en utilisant
des barres N°25. Ce choix permet de disposer les armatures à un
seul lit.

Cette valeur représente l'épaisseur minimale pour résister au
moment fléchissant maximal positif. On choisit une épaisseur
finie $h = 250 \text{ mm}$.

Calcul de l'armature verticale de flexion :

$$A_s = \rho b d$$

$$d = 250 - 20 - 25,2/2 = 217 \text{ mm},$$

$$\rho = 0,0153$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

On obtient $A_s = 3320 \text{ mm}^2$ soit des barres N°25 à 140 mm.

Calcul de l'armature horizontale :

Elle correspond à l'armature minimale $A_{s_{\min}} = 0,002 \cdot A_g$.

$$A_{s_{\min}} = 0,002 \cdot 1000 \cdot 250 = 500 \text{ mm}^2 \text{ soit des barres N°15 à } 400 \text{ mm}.$$

Vérification de l'effort de cisaillement :

L'effort tranchant est maximal à l'appui R_2 . Au nu de cet appui

on calcule :

$$x = h - d = 2,540 - 0,217 = 2,323 \text{ m}$$

$$V_f = -190,248 + 40,630 \cdot 2,323^2 + 81,000 \cdot 2,323 = - 217,17 \text{ kN}$$

La résistance du béton au cisaillement est obtenue par :

$$V_r = \Phi_s A_{vf} f_y, \text{ [réf.8 p.248]}$$

$$A_{vf} = \text{aire de l'armature verticale} = 3571 \text{ mm}^2,$$

$$\mu = 0,5 : \text{béton coulé sur du béton durci et lisse} = 0,5,$$

$$\Phi_s = 0,85 \text{ et } f_y = 400 \text{ Mpa.}$$

Le calcul donne : $V_r = 607,07 \text{ kN} > V_f$, le béton seul résiste au cisaillement.

Résistance à la charge axiale :

Elle se calcule par l'expression suivante :

$$P_r = 0,85 \Phi_c f_c A_g [1 - [(kLu)/(32h)]^2], \text{ [réf.8 p.243]}$$

$$k = \text{coefficient de flambage} = 1,0$$

$$Lu = \text{hauteur utile du mur} = 2,30 \text{ m}$$

$$h = \text{épaisseur du mur} = 250 \text{ mm.}$$

$$\Phi_c = 0,6$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 1000 \cdot 250 = 250000 \text{ mm}^2.$$

En remplaçant chaque terme par sa valeur on obtient :

$$P_r = 3508,84 \text{ kN} > P_{ve} = 310,06 \text{ kN.}$$

Le mur résiste à l'effort de compression centrée sur une bande de 1000 mm.

La figure 6.3 montre le schéma de ferrailage des murs extérieurs et intérieur.

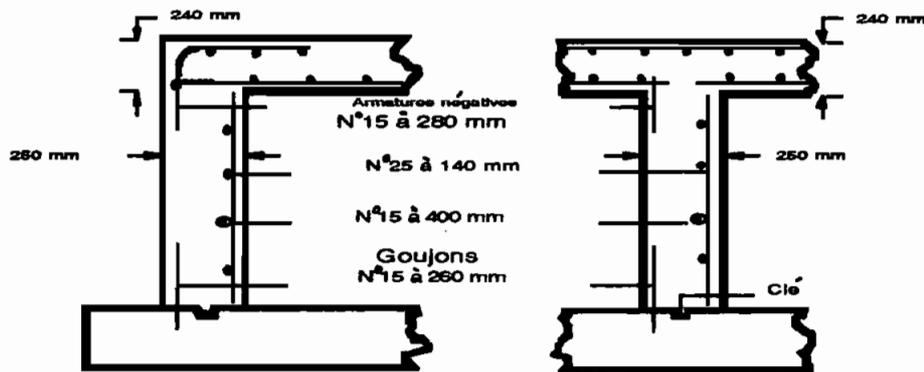


Figure 6.3 : Murs ou piedroits

6.1.3 : LE RADIER

Les dimensions du radier général calculées au chapitre 5 sont 5,20 m * 7,40 m. A la phase de réalisation, sa surface doit coïncider avec le terrain naturel. Il sera fondé sur la couche de fondation allant du T.N à 0,80-1,00 m de profondeur dont la classe granulométrique est SM-SC selon USCS. La classe SM-SC présente les caractéristiques suivantes :

- angle de frottement interne $\phi = 29^\circ$
- masse volumique sèche $\rho_d = 1,49 \text{ t/m}^3$

Nous avons ajouté à la largeur du radier (5,20 m) 30 cm à chaque extrémité afin que la contrainte admissible soit supérieure à la pression exercée sur le sol.

Estimation des charges d'utilisation à la base du radier

Charge permanente :

- . remblai + dalle : $33 \times 5,20 \times 7,40 \dots \dots \dots = 1269,84 \text{ kN}$
- . mur : $(0,25 \times 2,30 \times 7,40 \times 2500 \times 10 \cdot 10^{-3}) \times 3 \dots \dots \dots = 319,13 \text{ ''}$
- . mur de tête : $(0,25 \times 1,0 \times 5,2 \times 2500 \times 10 \cdot 10^{-3}) \times 2 \dots \dots = 65 \text{ ''}$

D = 1653,97 kN

Surcharge : L = $53,88 \times 5,20 \times 7,40 \dots \dots \dots$ L = 2073,30 kN

Charge totale d'utilisation : $\dots \dots \dots P_u = 3727,27 \text{ kN}$

Calcul de la pression exercée sur le sol :

$$q = P_u/A$$

$$A = \text{surface du radier général} = 5,80 \times 7,40 = 42,92 \text{ m}^2$$

On obtient $q = 86,84 \text{ kN/m}^2$

Calcul de la contrainte admissible :

La capacité portante ultime du sol de fondation est calculée par la formule :

$$q_p = \frac{2}{3} A_1 * c * N_c + \gamma * t * N_q + 0,5 * A_2 * b * \gamma * N_\gamma$$

Le poids spécifique est inférieur à 20 kN/m^3 . Le sol est soumis à un poinçonnement localisé.

c = cohésion du sol prise égale à zéro,

t = niveau d'appui = épaisseur radier + épaisseur béton de

$$\text{propreté} = 0,25 \text{ m} + 0,10 \text{ m} = 0,35 \text{ m},$$

$$A_2 = 0,81,$$

b = largeur du radier = $5,80 \text{ m}$,

N_c , N_q , N_γ facteurs dépendant du coefficient de frottement ;

avec $\Phi = 29^\circ$ on a $N_c = 18$; $N_q = 7,2$; $N_\gamma = 4,2$.

On obtient $q_p = 181,04 \text{ kN/m}^2$.

La contrainte admissible est obtenue en divisant la capacité portante ultime par un facteur de sécurité choisi dans ce cas égal à 2. D'où $q_a = 90,52 \text{ kN/m}^2$. Elle est supérieure à la pression exercée sur le sol $q = 86,84 \text{ kN/m}^2$. Cette condition étant vérifiée nous calculons la pression de contact avec la combinaison des charges pondérées sur le radier rapportée à l'aire.

Calcul de la pression fictive du sol ou pression de contact :

$$q_s = \frac{1,25 * D + 1,50 * L}{A}$$

$$D = 1653,97 \text{ kN} , L = 2073,30 \text{ kN}, A = 42,92 \text{ m}^2$$

On obtient : $q_s = 120,63 \text{ kN/m}^2$ Le radier se dimensionne comme la dalle précédente. Son épaisseur de 250 mm est choisie pour permettre au béton de résister seul à l'effort tranchant maximal calculé aux nus des appuis. Le tableau 6.2 indique les résultats obtenus. La figure 6.4 montre le schéma de ferrailage.

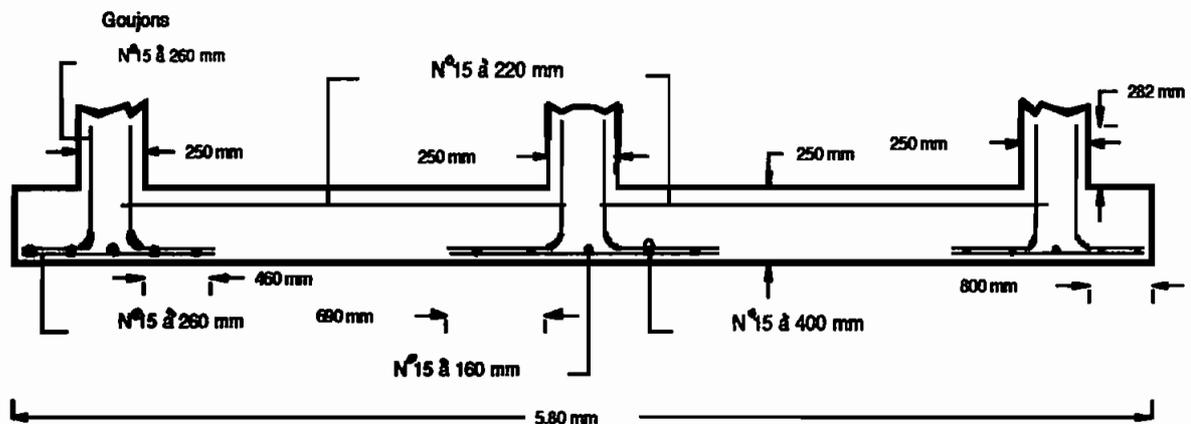


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage du radier

6.2 : LES BUSES MÉTALLIQUES

La détermination par le calcul des conditions de résistance d'une buse métallique est extrêmement complexe. Les efforts appliqués sont en effet fonction :

- de la flexibilité de la buse,
- de la compressibilité de la fondation,
- des conditions d'installation,
- de la hauteur et des caractéristiques du terrain encaissant.

Compte tenu de la complexité du dimensionnement de ces buses, il est important de s'entourer de renseignements auprès des fabricants et de disposer de catalogues permettant de bien les choisir. Il s'agira alors de trouver l'épaisseur de la buse qui

Tableau 6.2 :Récapitulatif des résultats de calculs du radier

RADIER	R1			R2		
	Appui	Milieu	Appui	Appui	Milieu	Appui
Coef. C pour Mf	-1/16	1/14	-1/10	-1/10	1/14	-1/16
ln (m)	2,30			2,30		
Mf=C*Wf*ln ² (kN.m)	-40,99	46,85	65,58	65,58	46,85	-40,99
Coef. C pour Vf	1/2		1,15/2	1,15/2		1/2
Vf=C*Wf*ln (kN)	142,58		163,96	163,96		142,58
Kr = Mf.10 ⁶ /(bd ²)	1,450	1,680	2,351	2,351	1,680	1,450
β (Table des 100β)	0,0045	0,0052	0,0075	0,0075	0,0052	0,0045
As = βbd	751,5	868,4	1252,5	1252,5	868,4	718
As prévue (mm ²)	769	833	1250	1250	833	769
Asmin = 0,002Ag (mm ²)	500			N°15 à 400 mm		
N°barre	N°15	N°15	N°15	N°15	N°15	N°15
Diamètre (mm)	16	16	16	16	16	16
Espacement (mm)	260	240	160	160	240	260

CHAPITRE 7 : LES CONDITIONS DE RÉALISATION

7.1 : GÉNÉRALITÉS

L'ouvrage à construire est situé au Km 347+969 de la ligne internationale Dakar-Bamako, sur le territoire de la commune de Kounghoul, département de Kaffrine.

Il est destiné à permettre le franchissement du talweg par la voie ferrée.

Cet ouvrage est une batterie de 2 dalots en béton armé ou une batterie de 3 buses métalliques circulaires type SPIREL SP100 ou bien une batterie de 2 buses métalliques arches type SPIREL SP100. La première est fondée sur un radier généralisé et les dernières sont posées à peine sur le sol de fondation.

7.2 : SITUATION ACTUELLE

Dans le cadre de la réhabilitation des ouvrages d'art de l'axe Guinguénéo-Tambacounda, la Sncs a opté et exécuté la solution suivante : 4 buses métalliques circulaires Armco 1,00 m posées sur un lit de sable, surmontées de 6 buses de 60 cm du même type. Ce débouché reste inférieur à celui que nous avons calculé à la phase de dimensionnement hydraulique.

7.3 : IMPLANTATION

Les schémas d'exécutions des ouvrages figurent sur les plan D1, D2 et D3.

Les points du repères de base sont fictifs. Ils sont matérialisés aux environs immédiats du franchissement conformément au plan D4 du levé altimétrique. L'implantation de l'ouvrage pourra s'appuyer sur la borne M matérialisé sur le plan D4.

7.4 : LES CONDITIONS D'ACCÈS

Les accès possibles sont :

- la voie ferroviaire elle-même,
- la piste débouchant à l'amont du site ; la circulation ou le déplacement des engins aux environs du franchissement peut être difficile compte tenu de l'état que présenterait le terrain pendant l'hivernage ; les engins peuvent patiner ; si l'exécution se fera en période d'hivernage comme en 1993, la SNCS doit permettre l'acheminement des engins par voie ferrée et assurant les dispositions adéquates facilitant leur intervention.

7.5 : NATURE DES TRAVAUX

7.5.1 : Terrassements

Ils comportent toutes les opérations nécessaires à la réalisation des fondations, notamment les fouilles, l'évacuation des terres en excédent, à la démolition et à l'évacuation de toutes les maçonneries.

Toutes ces tâches sont exécutées avec l'aide d'un bulldozer, d'une niveleuse et d'une pelle mécanique.

7.5.2 : Gros-œuvre du dalot

L'exécution de l'ouvrage de dalot exigent les spécifications suivantes :

a) Type de ciment :

- CPA 325 type 30, ciment à haute résistance initiale, à prise rapide,
- dosage au m³ = 360 kg

b) Agrégat de béton :

- grosseur maximale du gros granulats = 20 mm,
- pourcentage d'impureté susceptible d'être éliminée par lavage inférieur à 5%,
- équivalent de sable ES > 75, sable propre,
- perte au cours de l'essai de Los Angeles < 50%,

-
- dosage au m³ : * gravier basalte = 1134 kg
 - * sable fin = 826 kg

c) Eau de gâchage :

- exempte de matières organiques,
- pas plus de 4 g/l de sodium ou de calcium,
- pas plus de 2 g/l de matières en suspension,
- dosage au m³ = 180 l

d) Adjuvant : incorporation interdite.

e) Affaissement au moyen de vibreur = 5 à 8 cm.

f) Acier pour béton armé : nuance Fe E40 A, armature haute adhérence utilisée comme armatures négative et positive 16 et 25 mm ; les barres soudées sont interdites.

g) Coffrage sans contre-plaqué

h) Une épaisseur de 10 cm de béton de propreté dosé à 150-200 Kg/m³ servira de support au radier.

i) Le remblai doit être un sol graveleux latéritique 0-80 compacté à 90% de la densité sèche de l'optimum PROCTOR modifié ou 95% de la densité sèche de l'optimum PROCTOR normal, par épaisseur de 15 à 20 cm.

7.5.3 : Le remblaiement des buses métalliques

Le remblai doit être un sol graveleux latéritique 0-80 que l'on peut trouver dans la zone. Il doit être si possible constitué de matériaux à forte proportion d'éléments peu friables pour faciliter le compactage à un taux d'au moins de 90% de la densité sèche de l'optimum PROCTOR modifié ou 95% de la densité sèche de l'optimum PROCTOR normal. Le compactage se fera par couche de 15 à 20 cm, symétriquement, avec des compacteurs moins lourds. Il sera assuré jusqu'à une distance minimale de D/2 soit 1,00 m à chaque extrémité. L'espacement des buses est de 1,00 m.

Un contrôle spécial à cette étape permettra de minimiser les tassements du remblai dès la mise en service.

7.5.4 : Les protections

Les murs en aile et les murs de tête de la batterie de 2 dalots seront en béton dosé à 360 kg.

Un mur de tête de hauteur 50 cm sera prévu pour les buses métalliques à l'amont et à l'aval. Il sera ancré à 50 cm de profondeur. Les deux murs seront joints par une couche de 5 cm de béton coulée à la base intérieure des buses sur laquelle seront placées des armatures suivant la longueur. Cette disposition participera à la stabilité des buses.

Les talus amont et aval des buses métalliques buseautées seront protégés d'une couche de perrés maçonnés.

La protection est prévue sur toute la largeur occupée par les buses et environ sur 15 m à partir de l'extrémité gauche vue en amont et sur 10 m à l'extrémité droite, conformément au plan d'exécution.

CHAPITRE 8 : ESTIMATION DES COÛTS

L'objectif de l'évaluation des coûts est de permettre à la Sncs de connaître le budget de l'appel d'offre.

L'estimation des coûts de chaque variante s'appuie sur le descriptif des travaux présentés au chapitre précédent.

Les devis quantitatifs et estimatifs sont présentés ci-après. En terme de coûts, toutes les solutions se valent.

DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	P.UNITAIRE CFA	PRIX TOTAL CFA
I- DEMOLITION D'OUVRAGES EXISTANTS				
• Murs de tête, murs en aile et radier	m ³	8.76	20000	175200
• Dépose de buses métalliques diamètre 800 et 1000 mm	u	10	44000	440000
II- TERRASSEMENTS				
• Fouille de fondation	m ³	25.2	1380	34776
• Excédent de déblais et de gravats	m ³	36.6	1100	40260
• Remblais d'apport en graveleux latéritiques de bonne qualité	m ³	65	2900	188500
III- GROS-OEUVRE				
• Béton de propreté	m ³	5.07	31500	159705
• Béton armé à 350 Kg/m ³ pour dalle, murs piédroits et radier	m ³	38.22	96700	3695874
• Béton banché pour mur de tête et mur en aile	m ³	3.69	78750	290587.5
• Enrochements avec moellons de basalte	m ²	46.4	900	41760
TOTAL HT				5066662.5
TOTAL HT avec un facteur d'éloignement de 1,35				6.839.995

VARIANTE, BATTERIE DE 3 BUSES METALLIQUES SP100 DIAMETRE 2200 MM : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	P.UNITAIRE CFA	PRIX TOTAL CFA
I- DEMOLITION D'OUVRAGES EXISTANTS				
• Murs de tête, murs en aile et radier	m ³	8.76	20000	175200
• Dépose de buses métalliques diamètre 800 et 1000 mm	u	10	44000	440000
II- TERRASSEMENTS				
• Fouille de fondation	m ³	4.9	1380	6762
• Excédent de déblais et de gravats	m ³	15.11	1100	16621
• Remblais d'apport en graveleux latéritiques de bonne qualité	m ³	67.5	2900	195750
III- OUVRAGES METALLIQUES				
• Fourniture de 3 buses SP100 diamètre 2200	ml	27	168000	4536000
• Pose de 3 buses SP100 diamètre 2200	ml	27	34000	918000
IV- MACONNERIE				
• Ferrés maçonnés	m ²	264	2100	554400
• Enrochements avec moellons de basalte	m ²	68.8	900	61920
• Béton armé à 150 Kg/m ³	m ³	0.45	31500	14175
• Mur de tête en béton banché	m ³	1.72	78750	135450
TOTAL HT				7054278
TOTAL HT avec un facteur d'éloignement de 1,35				9.523.275

VARIANTE, BATTERIE DE 2 BUSES METALLIQUES ARCHES SP100 :
DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE	P.UNITAIRE CFA	PRIX TOTAL CFA
I- DEMOLITION D'OUVRAGES EXISTANTS				
• Murs de tête, murs en aile et radier	m ³	8.76	20000	175200
• Dépose de buses métalliques diamètre 800 et 1000 mm	u	10	44000	440000
II- TERRASSEMENTS				
• Fouille de fondation	m ³	4.9	1380	6762
• Excédent de déblais et de gravats	m ³	15.11	1100	16621
• Remblais d'apport en graveleux latéritiques de bonne qualité	m ³	67.5	2900	195750
III- OUVRAGES METALLIQUES				
• Fourniture de 2 buses SP100 3,20 m*2,15 m	ml	17.6	230000	4048000
• Pose de 2 buses SP100 3,20 m*2,15 m	ml	17.6	34000	598400
IV- MACONNERIE				
• Perrés maçonnés	m ²	264	2100	554400
• Enrochements avec moellons de basalte	m ²	68.8	900	61920
• Béton armé à 150 Kg/m ³	m ³	0.45	31500	14175
• Mur de tête en béton banché	m ³	1.72	78750	135450
TOTAL HT				6246678
TOTAL HT avec un facteur d'éloignement de 1,35				8.433.015

CHAPITRE 9 : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Nous avons retenu, dans l'étude, trois variantes d'ouvrage de drainage et de franchissement de talweg. Selon la durée de réalisation de chaque solution, nous classons les variantes par ordre de préférence :

- une batterie de deux (2) buses arches métalliques multiplaques SP100 de portée 3,20 m et de hauteur 2,15 m,
- une batterie de trois (3) buses métalliques multiplaques SP100 de diamètre 2200 mm et d'épaisseur 2 mm,
- une batterie de deux (2) dalots de section carrée 2,30m*2,30m.

La principale difficulté rencontrée, est l'absence de modèles théoriques de calcul de la résistance caractéristique des buses métalliques. L'entreprise qui sera chargée de réaliser l'ouvrage, annexera, dans la commande des buses, les données du projet telles que le train-type de charge, les dimensions des buses et la hauteur de remblai au dessus de l'ouvrage. Ces indications fournies permettront au fabricant de vérifier le choix de l'épaisseur des buses.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] - CHUZEVILLE, B. "Hydrologie tropicale et appliquée en Afrique Subsaharienne", Ministère de la coopération et du développement, FRANCE.
- [2] - VANTUU, N. "Hydraulique routière", Ministère de la coopération et du développement, FRANCE, 1981.
- [3] - RODIER, J et AUVRAY, C. "Estimation des débits de crues décennales pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 Km² en Afrique Occidentale" ORSTOM, Juillet 1989.
- [4] - PUECH, C. et CHABI-GONNI, D. "Méthode de calcul des débits de crue décennale pour les petits et moyens bassins versants en Afrique de l'Ouest et Centrale", C.I.E.H, 2e édition, Décembre 1984.
- [5] - ALBERGEL, J. et LAMACHERE, J.M. "Mise en valeur agricole des bas-fonds au Sahel"
- [6] - BERTON, S. "Maîtrise des crues dans les bas-fonds, petits et microbarrages en Afrique de l'Ouest", Dossier n° 12, le Point sur, GRET 1988.
- [7] - SAMIKIAM, A. "Béton armé, calcul aux états limites, théorie et pratique", Gaëtan Morin, 2e édition, 1989.
- [8] - LABONTE, L. "Calcul de charpente en béton", Module Editeur, 1988.
- [9] - CHARON, P. "Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé, théorie et pratique", EYROLLES.
- [10] - BOUSSINESQ, J. "Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Gauthier-Villar, Paris 1885.
- [11] - THIAM, A. "Projet de Fin d'Études", École Polytechnique de Thiès.
- [12] - HUNT, R. "Engineering properties of geologic materials"
- [13] - WANG, C.K et SALMON, C.G "Reinforced concrete design" Fourth Edition, Harper Internatinal Edition, 1985

ANNEXE A

DONNÉES DU BASSIN VERSANT

Tableau A1 : Données cours d'eau principal

Altitude (m)	Lc (m)	L (m)	RI%
24,7	658	95	0,32
25	750	510	0,98
30	1260	900	0,55
35	2160	472	0,81
38,8	2632		
			RI% = 0,7

Lc = longueur cumulative

L = longueur entre altitude

RI = pente longitudinale

Tableau A2 : Données cours d'eau en travers

Profil en travers n°1			
h (m)	Lc (m)	L (m)	Rt%
25	0	338	0,6
27,1	338	412	0,7
30	750	530	0,9
35	1280	72	1,9
36,4	1352		
			Rt = 1.0 %

Profil en travers n°2			
h (m)	Lc (m)	L (m)	Rt%
32,5	0	472	0,25
33,7	472	498	0,26
35	970	460	1,09
40	1430	458	0,87
44	1888		
			Rt = 0.6 %

Profil en travers n°3			
h (m)	Lc (m)	L (m)	Rt%
37,5	166	254	0,98
40	420	244	1,23
43	664		
			Rt = 1.1 %

Profil en travers n°4			
h (m)	Lc (m)	L (m)	Rt%
36,6	120	240	1,42
40	360	120	2,08
42,5	480		
			Rt = 1.8 %

Profil en travers n°5			
h (m)	Lc (m)	L (m)	Rt%
34,7	124	46	0,65
35	170	325	1,11
38,6	496		
			Rt = 0.9 %

Profil en travers n°6			
h (m)	Lc (m)	L (m)	Rt%
33,1	150	200	0,95
35	350	250	1,24
38,1	600		
			Rt = 1.1 %

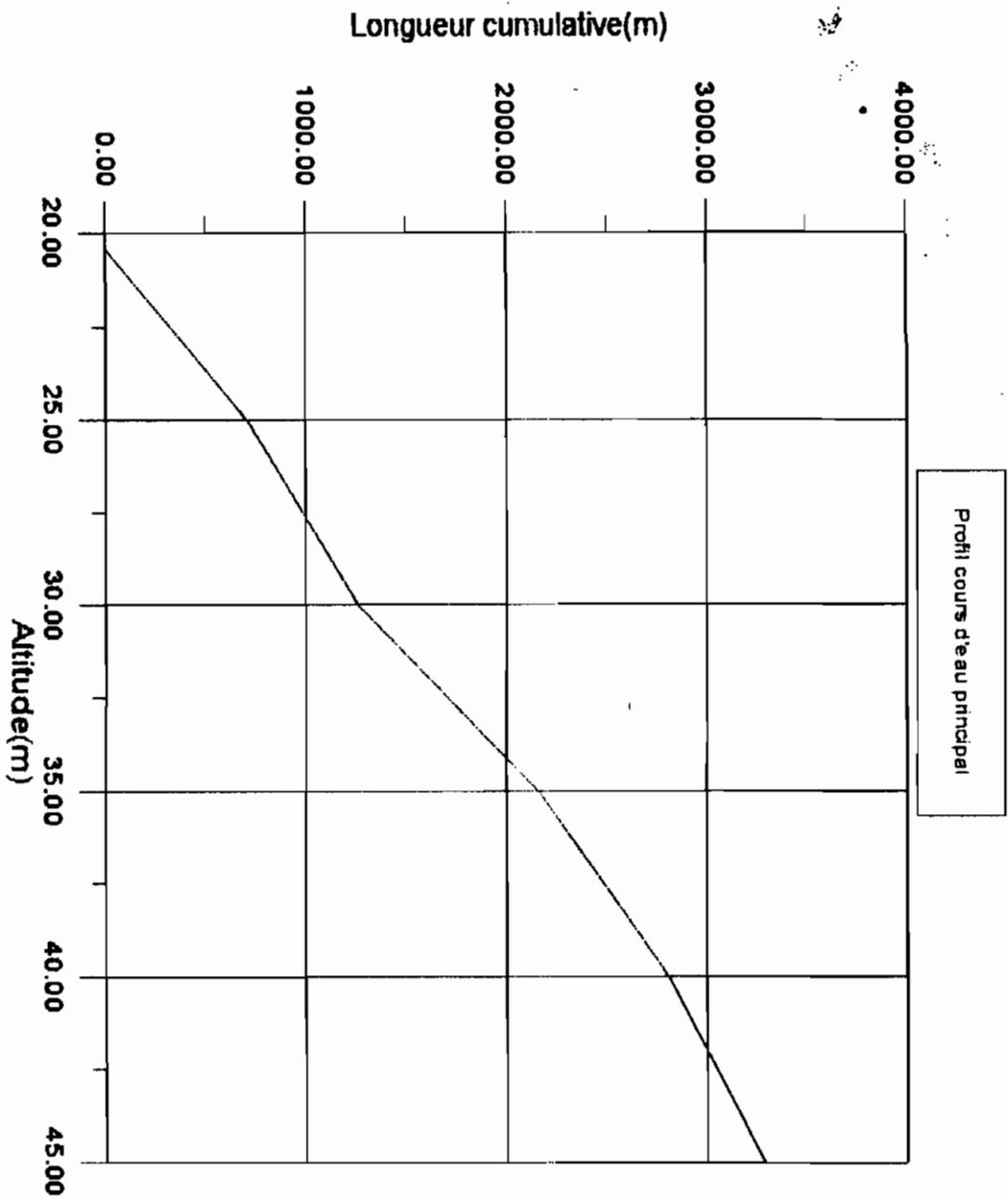


Figure A1

Profil en travers n° 1 (pente transversale)

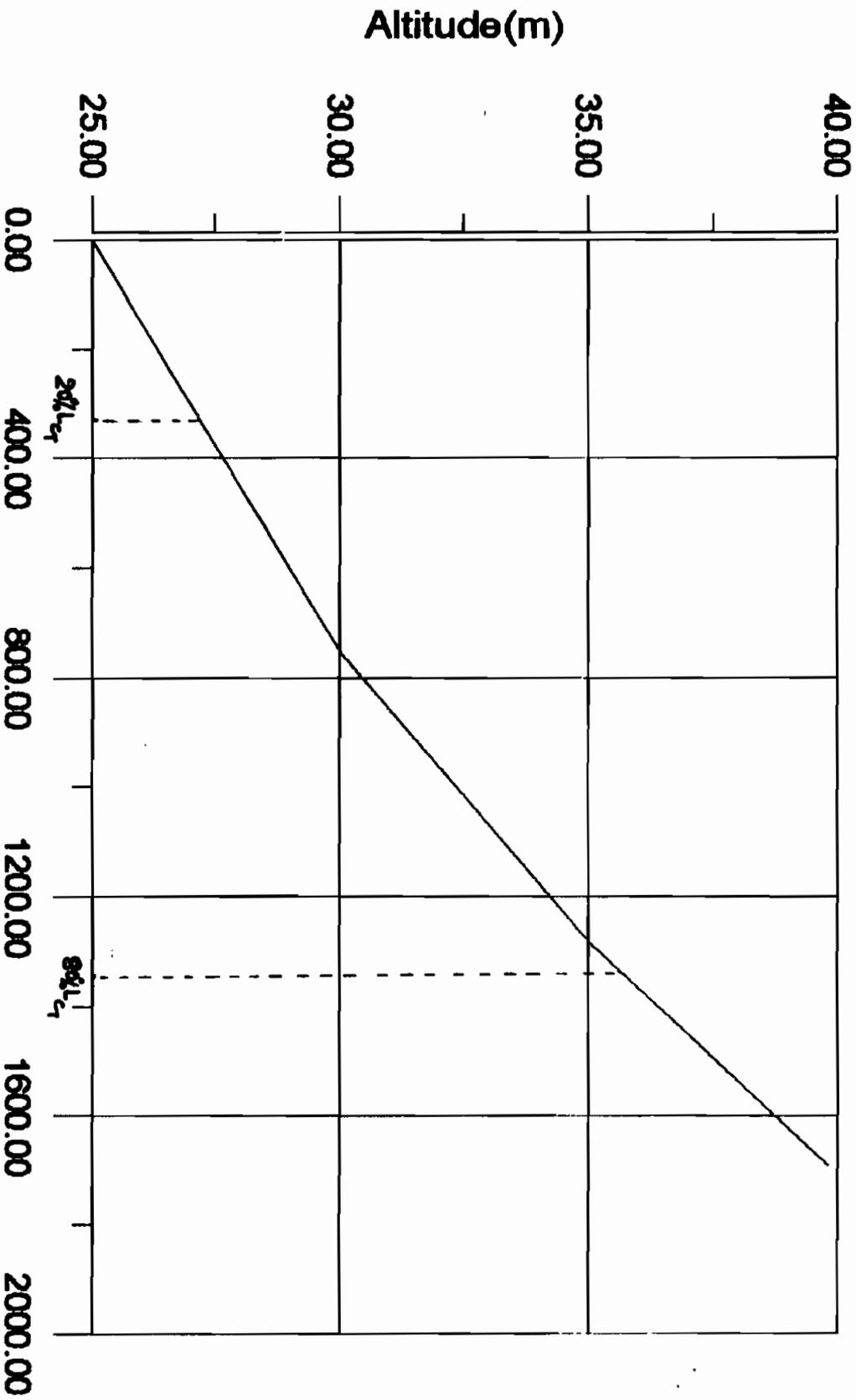


Figure A4

Profil en travers n° 2

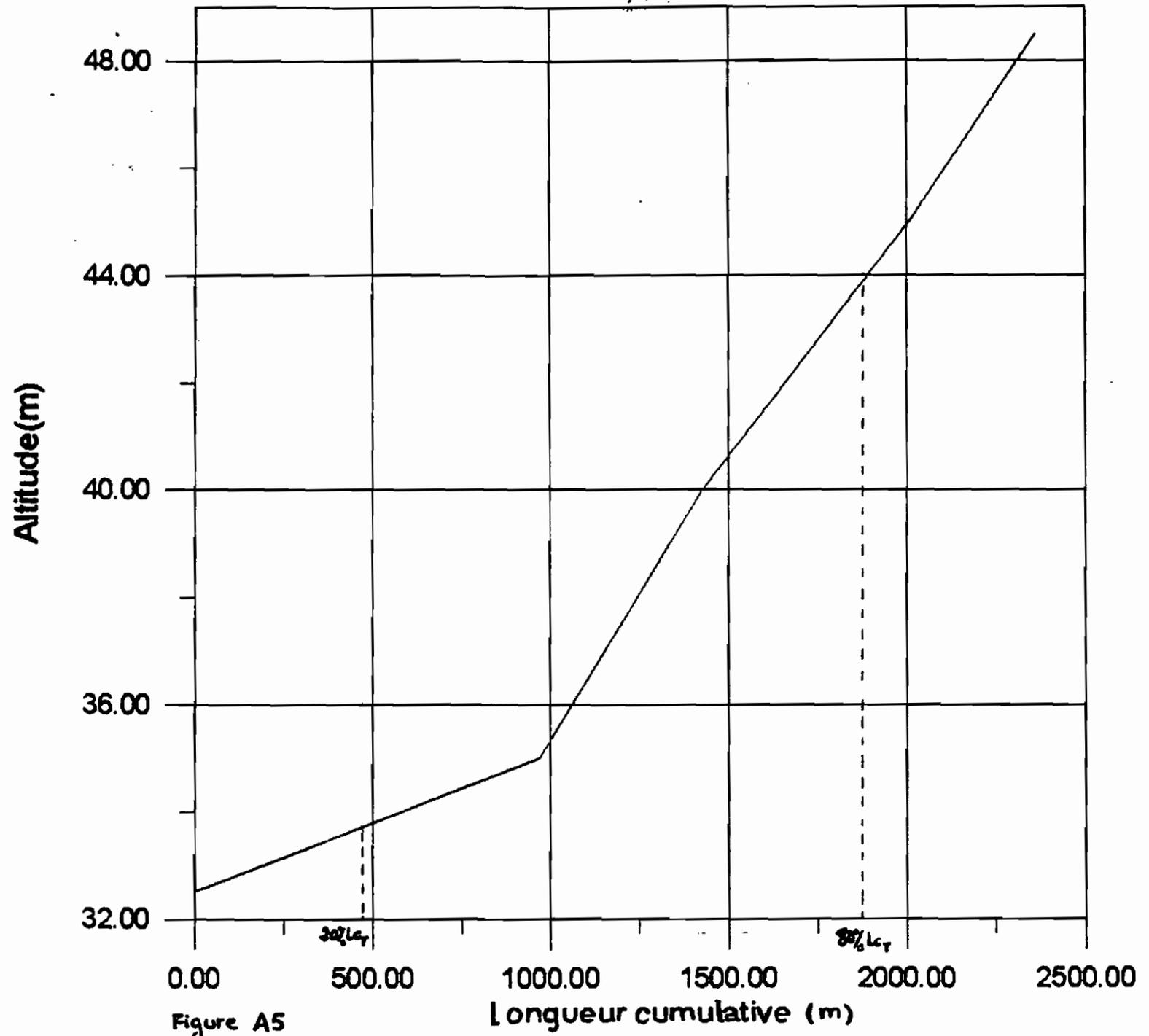


Figure A5

Profil en travers n°3

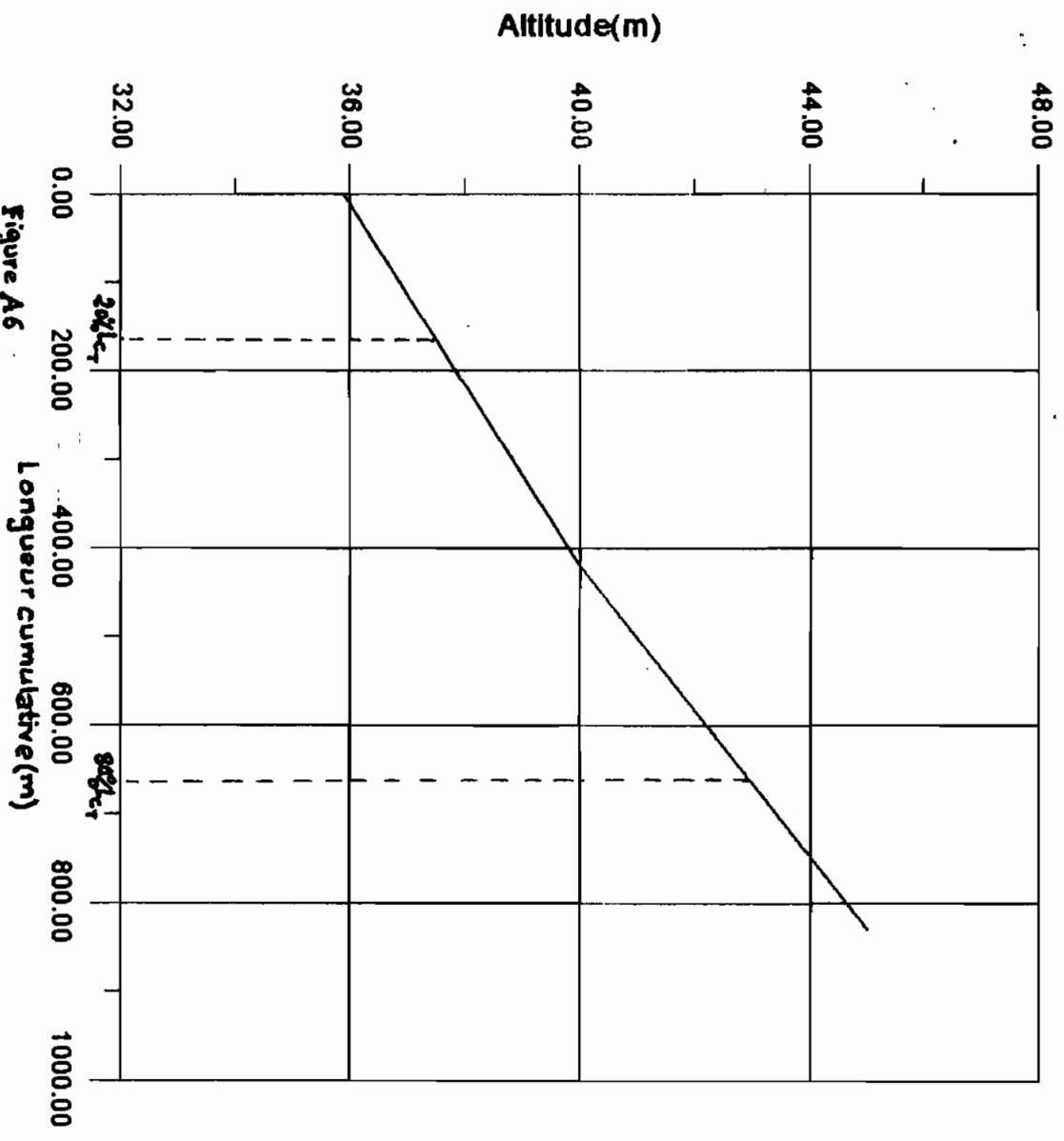


Figure A6

Longueur cumulative(m)

Altitude(m)

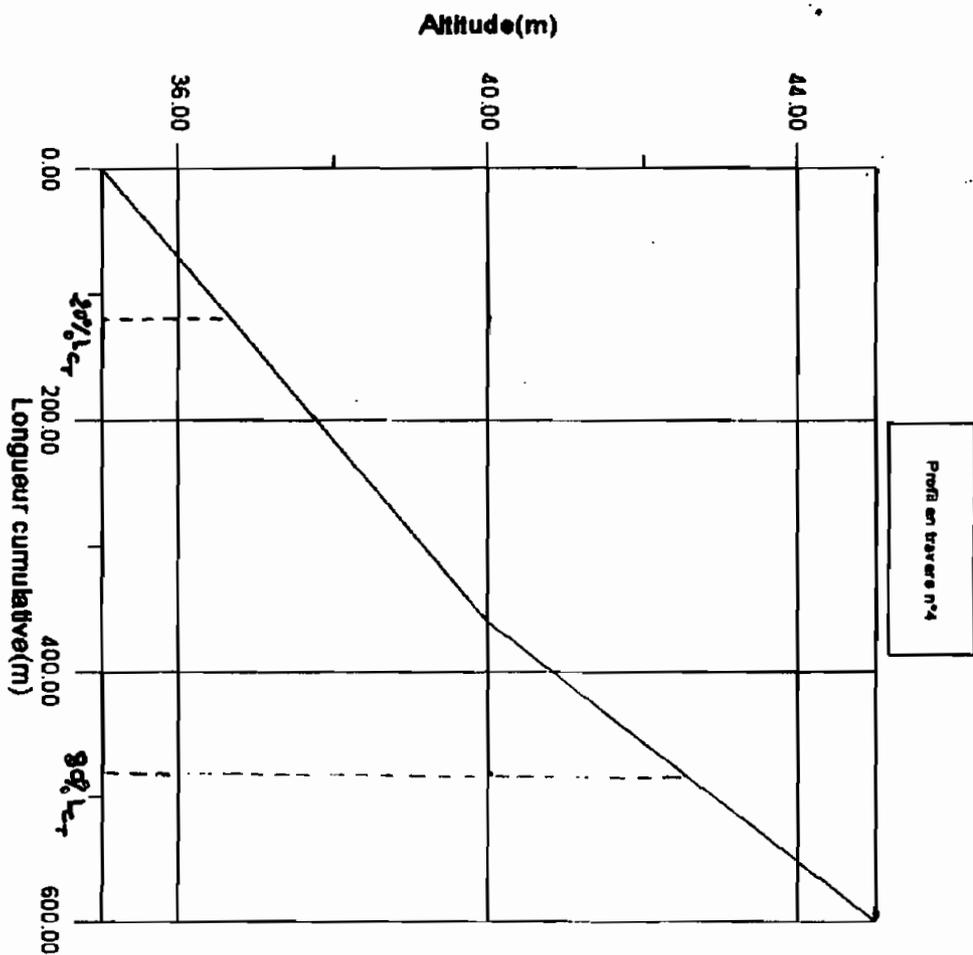


Figure A7

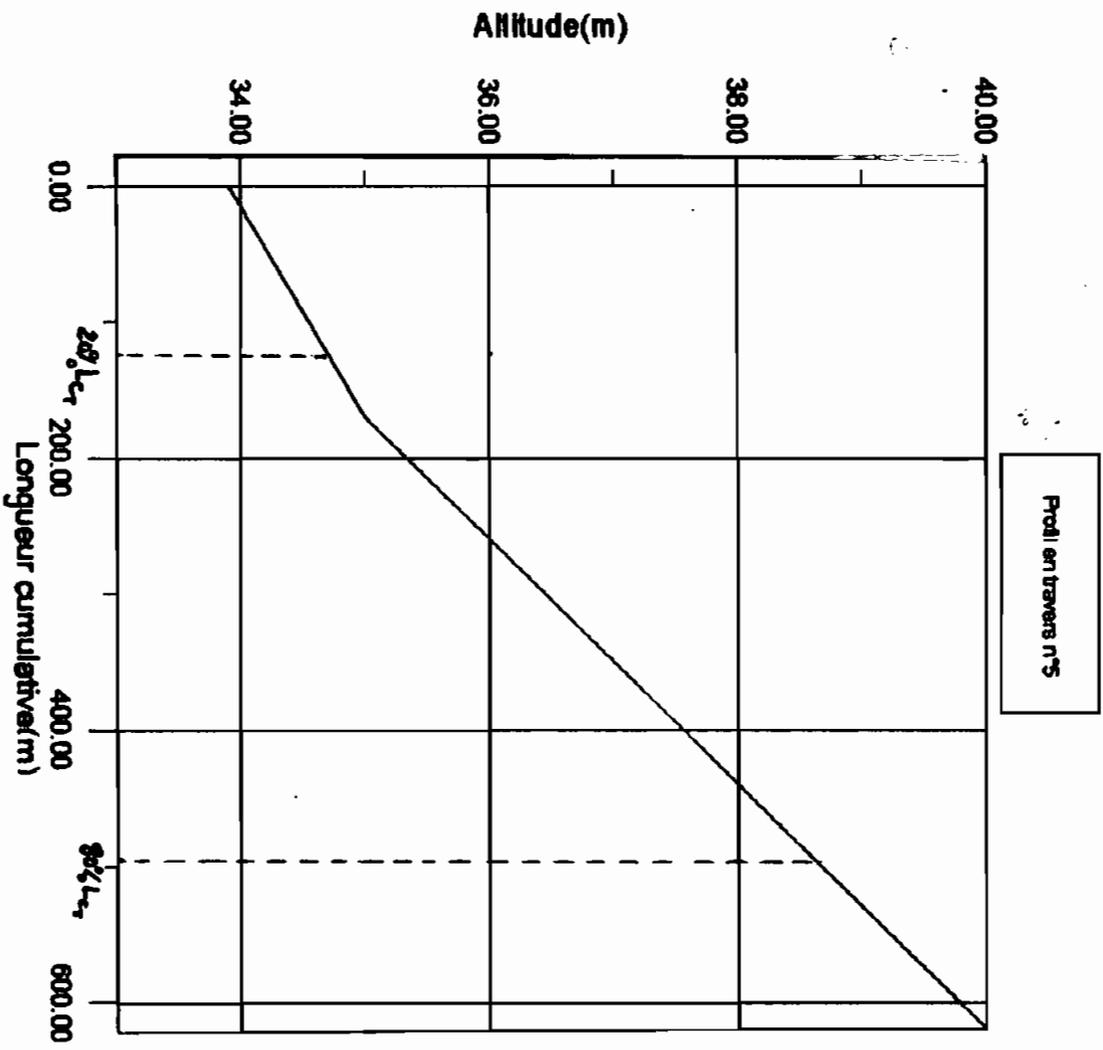


Figure A8

Profil en travers n° 8

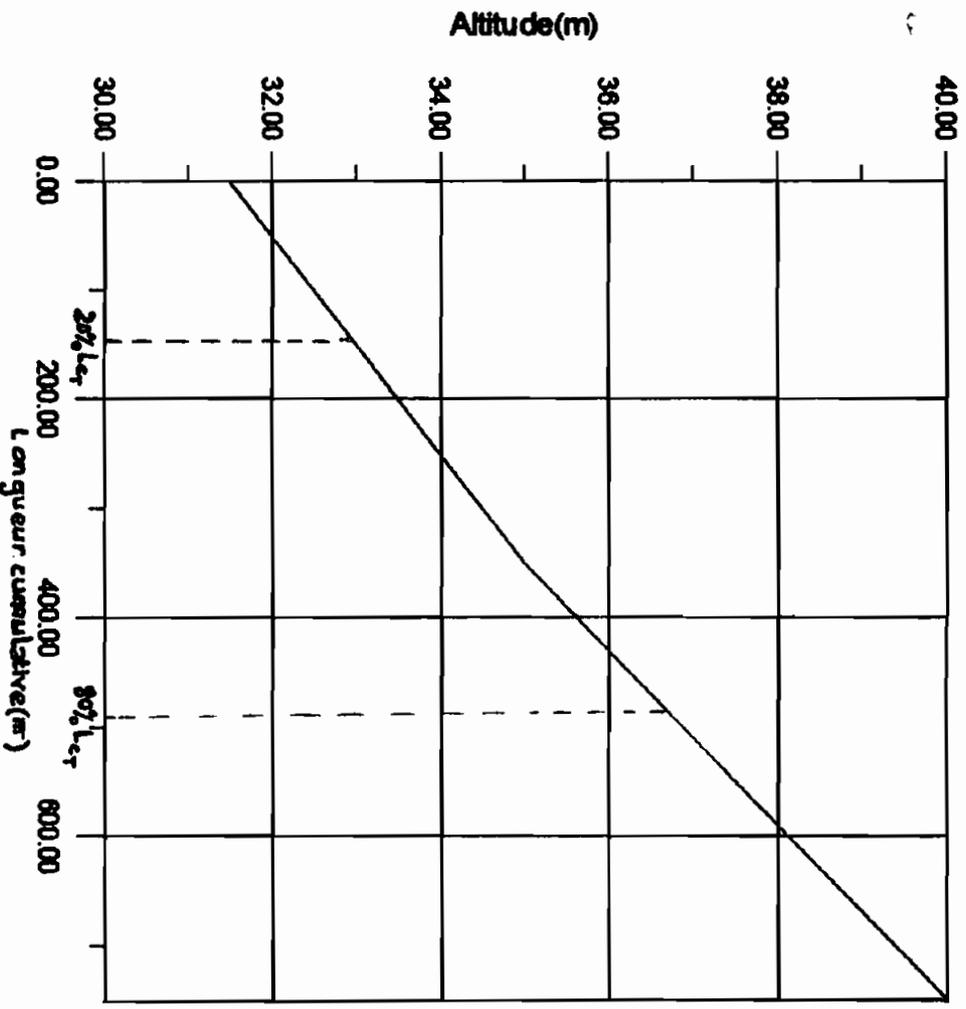


Figure A9

ANNEXE B

RÉSULTATS DE L'ÉTUDE DE LA PLUVIOMÉTRIE DE KOUNGHEUL

Tableau B1 : Pluies journalières maximales et annuelles

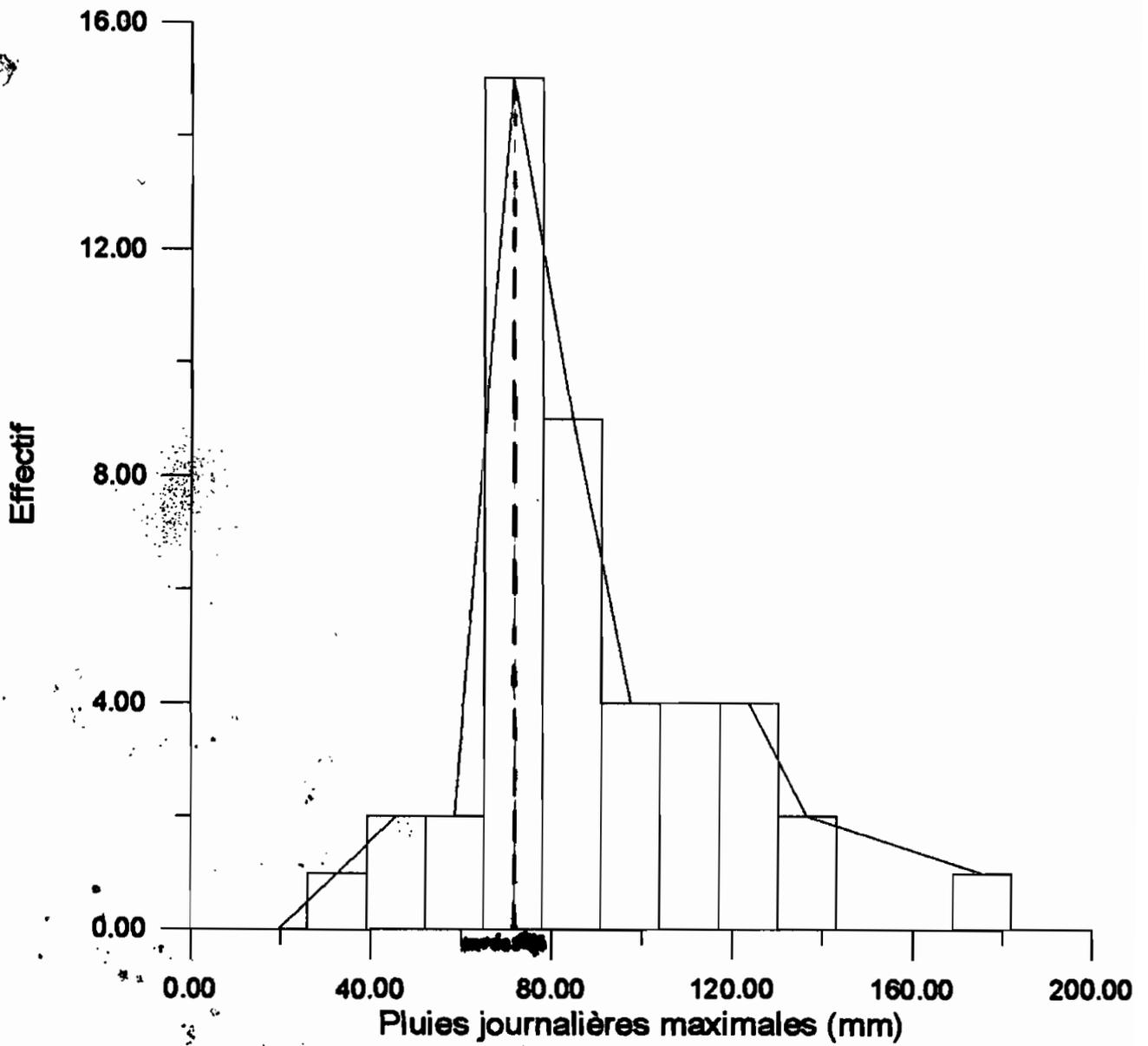
Année	Pluie journalière maximale(mm)	Pluie annuelle (mm)
1950	104	1258
1951	124	1123
1952	95	1143,5
1953	115	973,5
1954	84	827,4
1955	106,5	1015
1956	63,5	724
1957	115	975,3
1958	70	1198,9
1959	164	920,5
1960	32,5	748,9
1961	73,5	744
1962	103,2	815,7
1963	69,1	778
1964	67,2	736,3
1965	65,3	872,3
1966	114,9	1075,5
1967	73,5	734,6
1968	66,1	518,1
1969	76,9	829,6
1970	90,6	458
1971	67,6	647,6
1972	60,6	627,1
1973	48,8	524,9
1974	124,6	707,8
1975	118,7	974,2
1976	67,6	694,7
1977	33	399,2
1978	67,5	808
1979	80	1067,3
1980	72	704,8
1981	69	704,7
1982	40	431,2
1983	68	501
1984	66	617,3
1985	94	725
1986	105	736,3
1987	78	806,2
1988	82	619
1989	85	678
1990	56,5	503,8
1991	65	442,4
1992	67	742
1993	63	790,7
Moyenne	80,7	771,0
Ecart-type	26,4	212,4
Maximum	164,0	1258,0
Minimum	32,5	399,2
Médiane	72,8	739,2
Mode	71,5	*****
Coef. variation	0,33	0,28
Coef. d'assymétrie	0,75	*****

Tableau B2 : Pluies journalières maximales classées et répartition

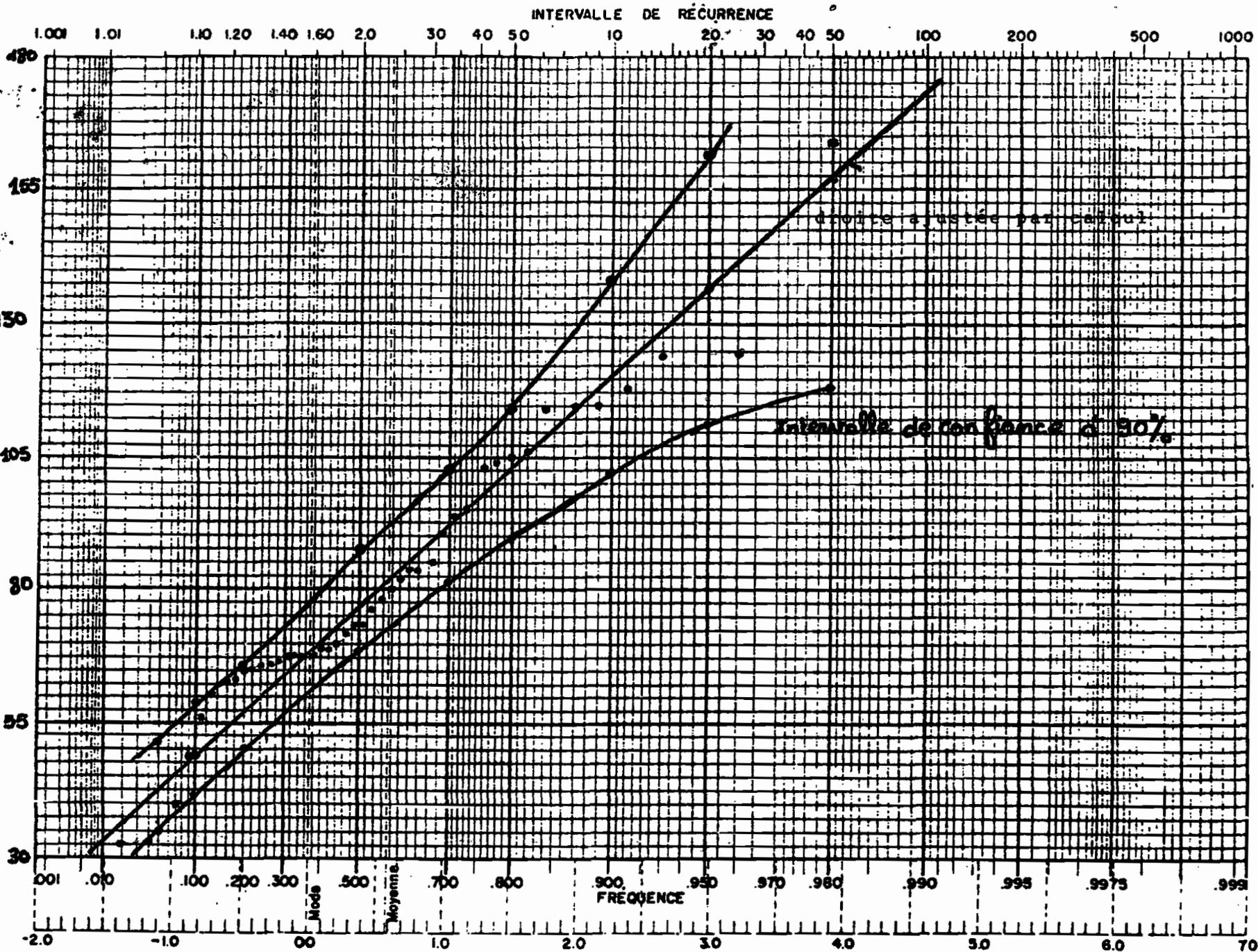
N°Rang	PJmax classées (mm)	Frèq.* exp.	Répartition par incrément de 13 mm
1	32,5	0,02	19,5 < Pj <=32,5 1
2	33	0,04	
3	40	0,07	32,5 < Pj <=45,5 2
4	48,8	0,09	
5	56,5	0,11	45,5 < Pj <=58,5 2
6	60,6	0,13	
7	63	0,16	
8	63,5	0,18	
9	65	0,2	
10	65,3	0,22	
11	66	0,24	
12	66,1	0,27	
13	67	0,29	
14	67,2	0,31	
15	67,5	0,33	
16	67,6	0,36	
17	67,6	0,38	
18	68	0,4	
19	69	0,42	
20	69,1	0,44	
21	70	0,47	58,5 < Pj <=71,5 15
22	72	0,49	
23	73,5	0,51	
24	73,5	0,53	
25	76,9	0,56	
26	78	0,58	
27	80	0,6	
28	82	0,62	
29	84	0,64	71,5 < Pj <= 84,5 9
30	85	0,67	
31	90,6	0,69	
32	94	0,71	
33	95	0,73	84,5 < Pj <= 97,5 4
34	103,2	0,76	
35	104	0,78	
36	105	0,8	
37	106,5	0,82	97,5 < Pj <=110,5 4
38	114,9	0,84	
39	115	0,87	
40	115	0,89	
41	118,7	0,91	110,5 < Pj <=123,5 4
42	124	0,93	
43	124,6	0,96	123,5 < Pj <=136,5 2
44	164	0,98	162,5 < Pj <= 175,5 1

*Fréquence expérimentale de non-dépassement

Figure B3 : Histogramme de distribution (Koungheul)



-B4-



Loi de distribution de Gumbel - Tracé de la droite ajustée
Station de Koungheul - B4 -

Reproduction autorisée par E.J. GUM

COMITE INTERAFRICAIN D'ETUDES HYDRAULIQUES - C I E H / 1986

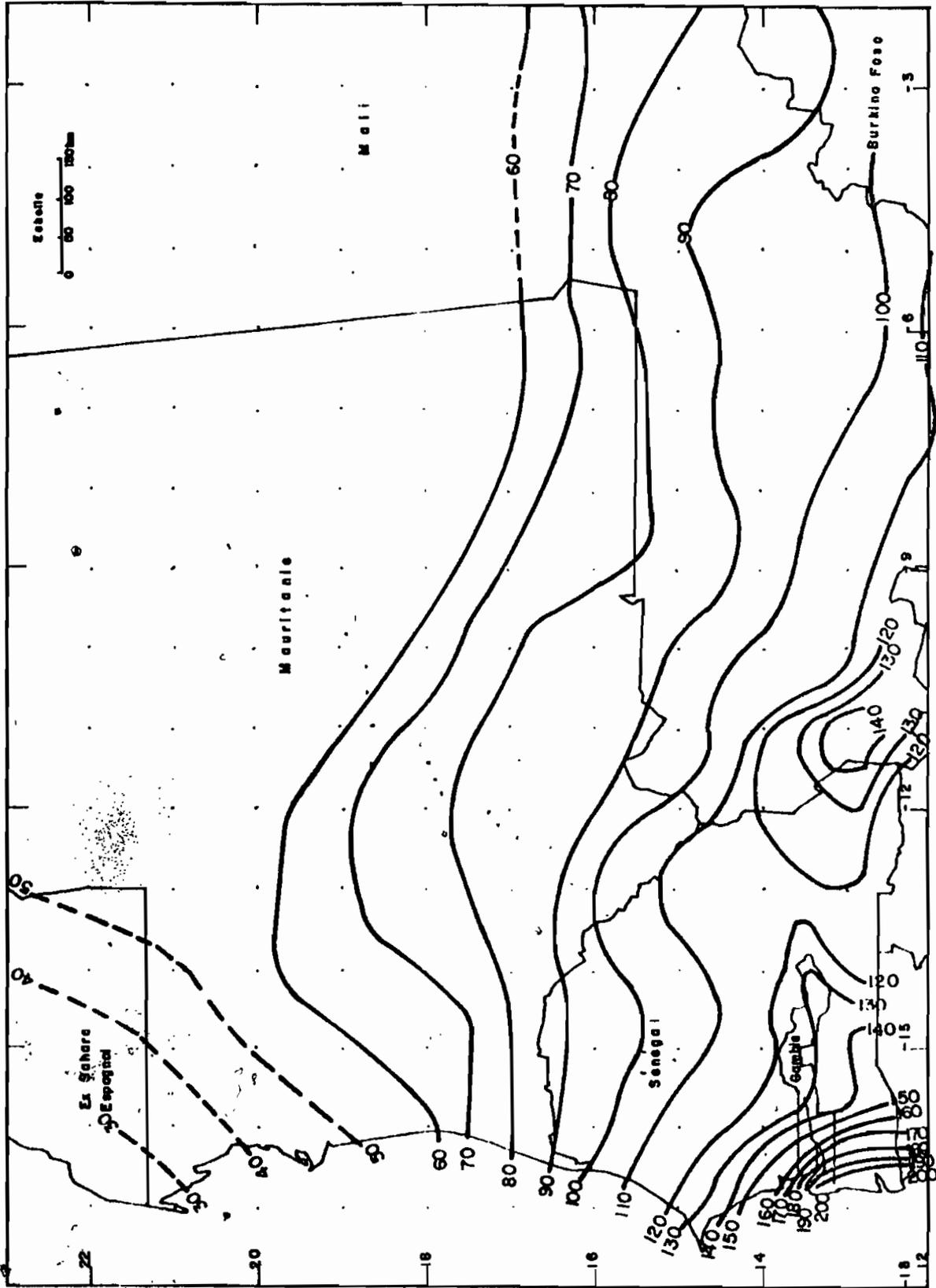


PLANCHE 1, ISOHYETES DES PLUIES JOURNALIERES DE FREQUENCES DECENNALES (P10 EN MM) (Tiré de la réf. 1)

ANNEXE C

QUELQUES DONNÉES GÉOTECHNIQUES

ANNEXE C1 : Données géotechniques.

Une bonne détermination de l'indice de perméabilité ou du coefficient de ruissellement du bassin versant, implique une connaissance précise de la nature du sol. La perméabilité peut être déterminée in-situ et au laboratoire. Cependant à l'échelle du bassin versant il est difficile d'effectuer ces mesures.

Il est alors important de disposer de cartes, géologiques, pédologiques etc, permettant de donner des informations précises sur la nature du sol. L'objectif visé de la campagne d'échantillonnage est de confirmer la description fournie par les cartes. Les échantillons sont prélevés aux environs immédiats de la zone de franchissement. La perméabilité déterminée dans cette zone, doit donc correspondre à la deuxième unité géomorphologique de la carte A13.

L'analyse au laboratoire des échantillons prélevés indique principalement la classe SM-SC (sable silteux et argileux) selon la classification unifiée des sols (USCS). Ces types de sol, d'après le tableau C5 ont une faible perméabilité. Le sondage de fondation, montre toujours la même classe de sol. Au tableau C11 et C12, nous avons quelques caractéristiques du sol, principalement l'angle de frottement interne. Nous retenons un angle de frottement de 29° pour la classe SM, valeur plus conservatrice que celle de la classe SM-SC.

La masse volumique sèche est prise égale à $1,49 \text{ t/m}^3$

PROJET : _____

SONDAGE : _____ Localisation : vingheul

Échantillon n° : 3 Qualité : _____

Profondeur de : _____ à _____ m ; Elev. : 35.85 m

Description : re végétale grise

SÈCHE DATE

Essai par : E. A. ANDRO le : 20.04.94

Observations : _____

HYDROMÈTRE 1514 1524 n° 92870

T	POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE		Poids sol retenu (millib.)		% retenu cumulé		% sol passant cumulé	
A	Récep. no.	P ₂ +T =	3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"
M		Tare =	84	110	2.00	4.76	100	
I		Psec =	820	840	9.84	19.1	90.17	
S	SÈCHAGE							
A	<input type="checkbox"/> Air	<input type="checkbox"/> Four						
G	Obs.							
E								
			Partes =				%	

POIDS UTILISÉ (50 à 100 g) SEC : 99.3 g humide : 100 g

Agent défloculant : Sodium hexametaphosphate

Concentration 40 g/l

Quantité 125 ml

Durée tempsage 13 h

Densité dispersion 1 min

DENSITÉ RELATIVE = 2.69

$\alpha (f(D_n)) =$ 0.99

$P\% = \frac{\alpha \cdot P_{\text{sol}}}{P_{\text{sec}}}$ à 100

Date	T _{min}	T _{max}	t°C	K	R	SR (coll.)	R _{cor} (R-SR)	L (table)	L/T	√L/T	D (mm)	% sol passant cumulé	P%
15.04.94	1												
2			23	0.0336	25	5.2	13.8	12.4	6.20	2.49	0.333	19.74	19.67
5			"	"	23	"	17.8	12.7	2.54	1.59	0.342	17.75	16.78
15			"	"	20	"	14.8	13.2	0.88	0.94	0.425	14.75	13.95
30			"	"	19	"	13.8	13.3	0.44	0.66	0.038	13.76	13.01
60			"	"	18.5	"	13.5	13.4	0.25	0.50	0.067	13.46	12.73
250			22	0.0346	18	5.8	13.2	13.5	0.09	0.30	0.040	12.16	11.50
1400			"	"	17	"	11.2	13.7	0.02	0.13	0.0017	11.17	10.56
2000			"	"	16	"	10.2	13.8	0.01	0.10	0.0014	10.17	9.62

REMARQUES : _____



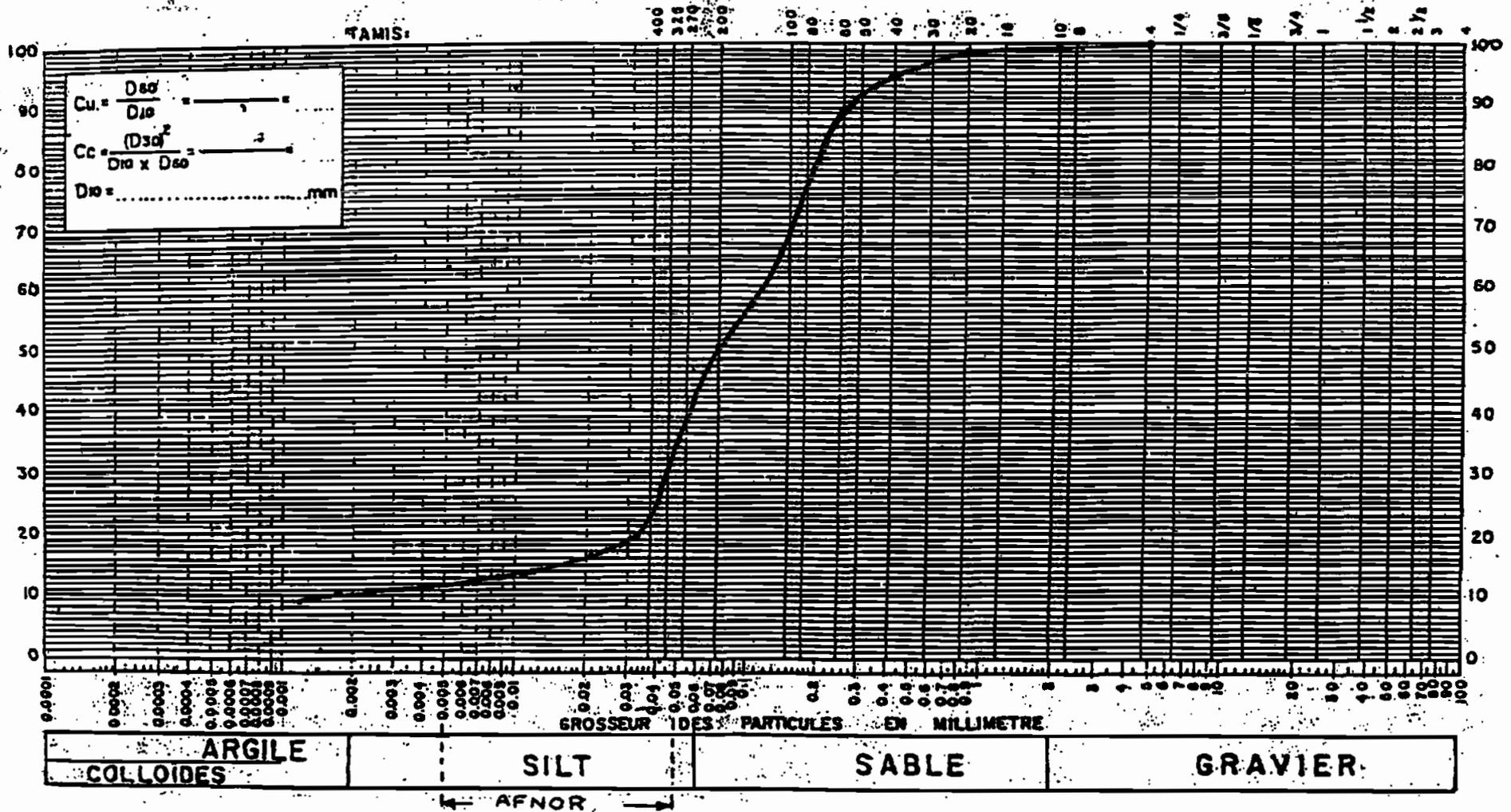
école polytechnique de thiès

Boite Postale 10, Thiès, République du Sénégal

Terre végétale grise, couche superficielle
COURBE GRANULOMETRIQUE

ECHANTILLON NO. _____

DATE: 20 / 1 / _____



Description : 59% de sable 30% de silt 11% d'argile

Remarques : (W_L = 16,8%, I_p = 0,8) Sable fin silteux et argileux de classe SM

PROJET : 53 / Localisation : Koungheub

Echantillon n° : 1 / Qualité : Qualité

Profondeur de 20 m ; à 2000 ; Elev. de 0.25 m

Description : 200 concréments Dabrit-
grises - rouges, sèche

Essai par : E.A. NDOO le : 20.04.94

Observations :

HYROMÈTRE ISIH 152 H n° 22882

T	POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE	POIDS sol retenu (individual) / cumulé	% retenu / cumulé	D (mm)	% sol passant cumulé / reporté
A	Récep. no.	—	—	75	
B	P ₂ -T =	—	—	50,8	
C	Tare =	—	—	30,1	100
D	P ₂₀₀ =	40	40	25,4	99,24
E	séchage	148	188	19,1	96,43
F	<input type="checkbox"/> Air <input type="checkbox"/> Four	1374	1562	12,7	70,36
G	Obs.	975	2537	9,5	54,86
H		65		4,76	45,01
I		42		2,00	40,66
J		52		0,42	35,26
					Partes = %

POIDS UTILISÉ (50 à 100 g) SEC : 99,2 g humide : 100 g

Agent défloculant : Sodium hexamétafosphate

Concentration 40 g/l

Quantité 125 ml

Durée trempage 16 h

Durée dispersion 1 min

DENSITÉ RELATIVE : 2,70

$a (f(20)) = 0,99$

$P\% = \frac{a \cdot \text{Flow} \times 100}{P_{200}}$

LAISSE SUR TARE 200 APRÈS SÉPARATION

Ø	21.43	21.43	21.60	Ø 250	Ø 105	Ø 074
Flow (table) f(10-1) (individual)	21.43	42.86	43.20	54.56		
SR (coll.)	4.7	"	"	"		
R	2.6	2.2	2.0	1.7		
K f(20, D ₂₀)	0,0128	"	"	"		
t°C	23	"	"	"		
T _{min} essai	148	157				
T _{min} obs.						
Date						
Masse, minute						
Obs.						

Ø	Flow (table) f(10-1) (individual)	L/T	√L/T	D (mm)	% sol passant cumulé / reporté
Ø 60	21.43	21.43	21.60	0,250	27.64
Ø 100	21.43	42.86	43.20	0,105	20.03
Ø 200	11.26	54.12	54.56	0,074	16.02
Ø 400	5.63				
Ø 600					
Ø 800					
Ø 1000					
Ø 1200					
Ø 1500					
Ø 2000					
Ø 2500					
Ø 3000					
Ø 4000					
Ø 5000					
Ø 6000					
Ø 8000					
Ø 10000					
Ø 12000					
Ø 15000					
Ø 20000					
Ø 25000					
Ø 30000					
Ø 40000					
Ø 50000					
Ø 60000					
Ø 80000					
Ø 100000					
REMARQUES :					



école polytechnique de thiès

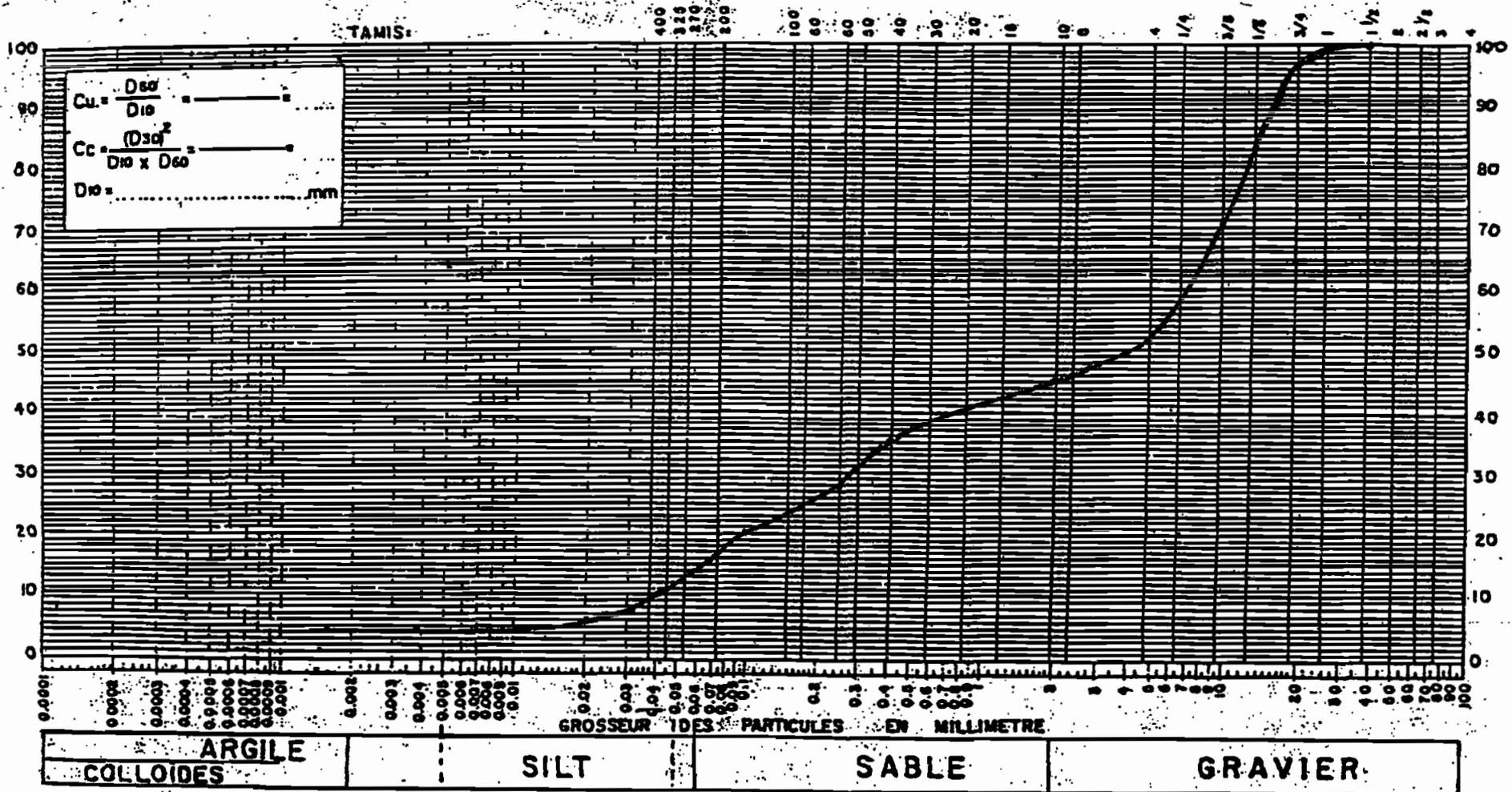
Boite Postale 10, Thiès, République du Sénégal

Travaux avec concrets latéritiques

COURBE GRANULOMETRIQUE

ECHANTILLON NO. _____

DATE 30.0



Description : 55% de Gravier 41% de Sable 9,5% de silt et 4,5% d'argile

Remarques : Sable grossier silteux et peu d'argile (SM)

ENGINEERING PROPERTIES OF GEOLOGIC MATERIALS

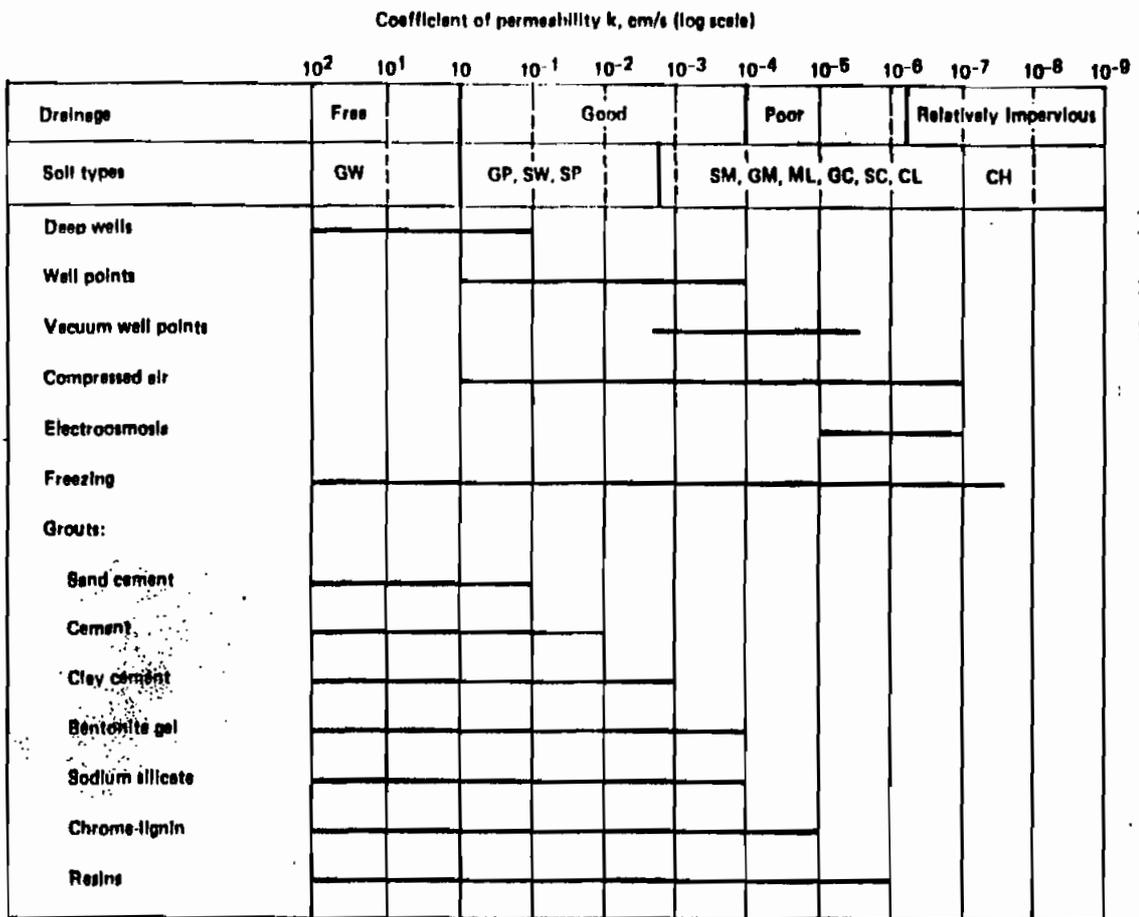


FIG. 2.10 General applicability of some methods for controlling groundwater and seepage in soils as a function of grain-size characteristics. (Other methods not shown include liners, walls, and drains.) [From Hunt (1984).¹ Used with permission of McGraw-Hill Book Company.]

Tiré de La ref. 12



école polytechnique de thies

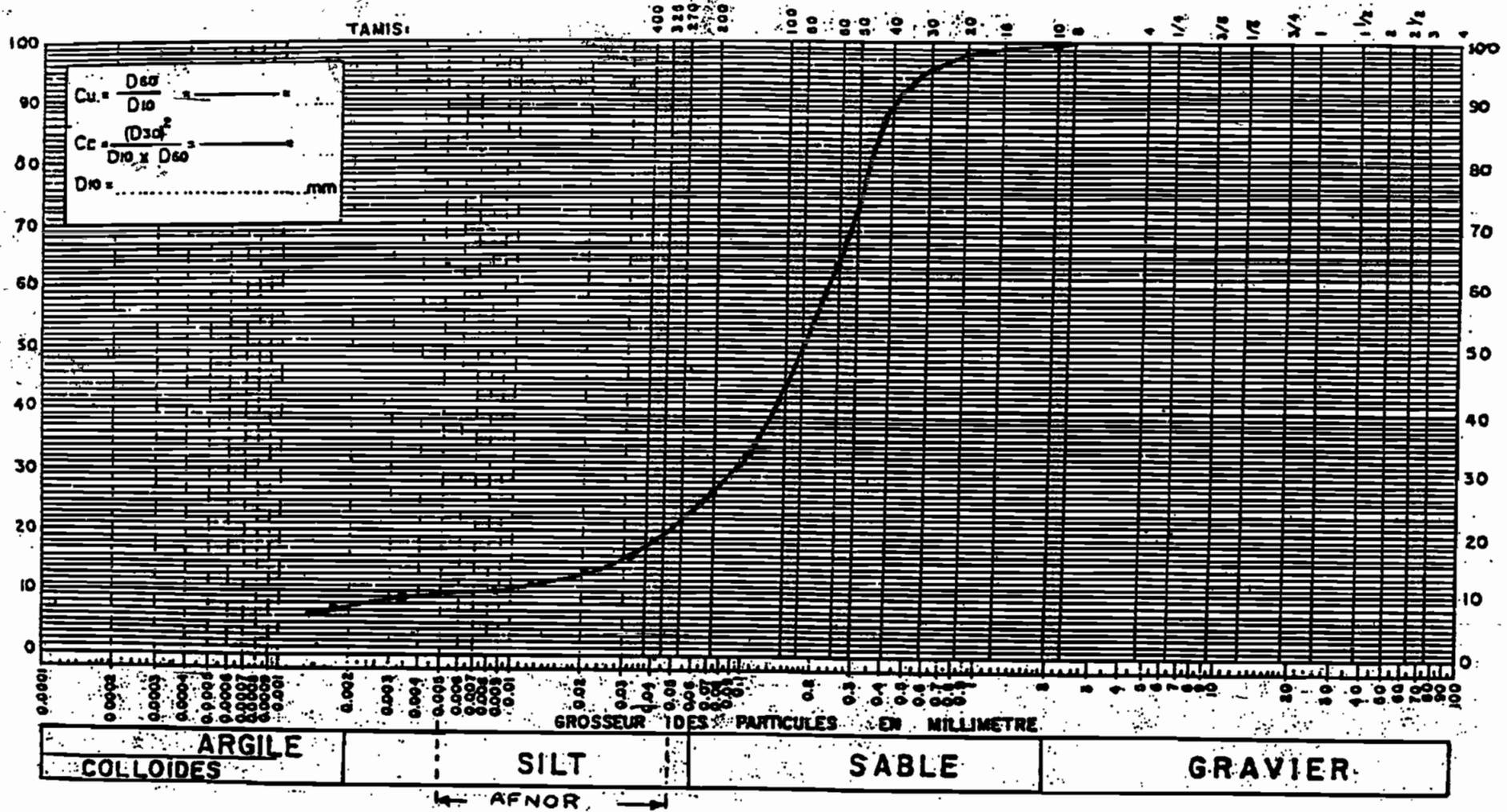
Boite Postale 10, Thies, République du Sénégal

DATE 20.0

Sol de fondation à 1,0m et 2,0m

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : Sable 77% Silt 15,5% Argile 7,5% ; $4 < I_p < 7$ ($I_p = 6,8$ $w_L = 14$)

Remarques : Classe SM-SC : sable silteux et argileux

**TABLE 3.5
COMMON PROPERTIES OF COHESIONLESS SOILS****

Material	Compactness	D_r , %	N^*	γ dry, † g/cm ³	Void ratio e	Strength ‡ ϕ
GW: well-graded gravel, gravel- sand mixtures	Dense	75	90	2.21	0.22	40
	Medium dense	50	55	2.08	0.28	36
	Loose	25	<20	1.97	0.36	32
GP: poorly graded gravel, gravel- sand mixtures	Dense	75	70	2.04	0.33	38
	Medium dense	50	50	1.92	0.39	35
	Loose	25	<20	1.83	0.47	32
SW: well-graded sands, gravelly sands	Dense	75	65	1.89	0.43	37
	Medium dense	50	35	1.79	0.49	34
	Loose	25	<15	1.70	0.57	30
SP: poorly graded sands, gravelly sands	Dense	75	50	1.76	0.52	36
	Medium dense	50	30	1.67	0.60	33
	Loose	25	<10	1.59	0.65	29
SM: silty sands	Dense	75	45	1.65	0.62	35
	Medium dense	50	13	1.55	0.74	32
	Loose	25	<8	1.49	0.80	29
ML: inorganic silts, very fine sands	Dense	75	35	1.49	0.80	33
	Medium dense	50	20	1.41	0.90	31
	Loose	25	<4	1.35	1.0	27

*N is blows per foot of penetration in the SPT. Adjustments for gradation are after Burmister (1962).²⁴ See Table 6.4 for general relationships of D_r vs. N.

†Density given is for $G_s = 2.68$ (quartz grains).

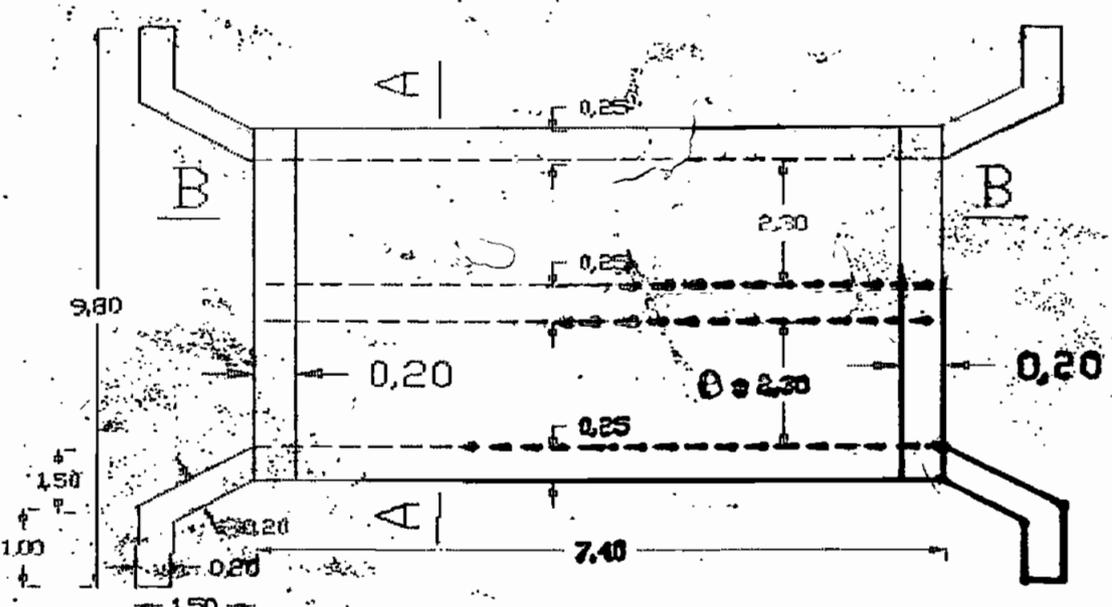
‡Friction angle ϕ depends on mineral type, normal stress, and grain angularity as well as D_r and gradation (see Fig. 3.29).

**From Hunt (1984).¹ Reprinted with permission of McGraw-Hill Book Company.

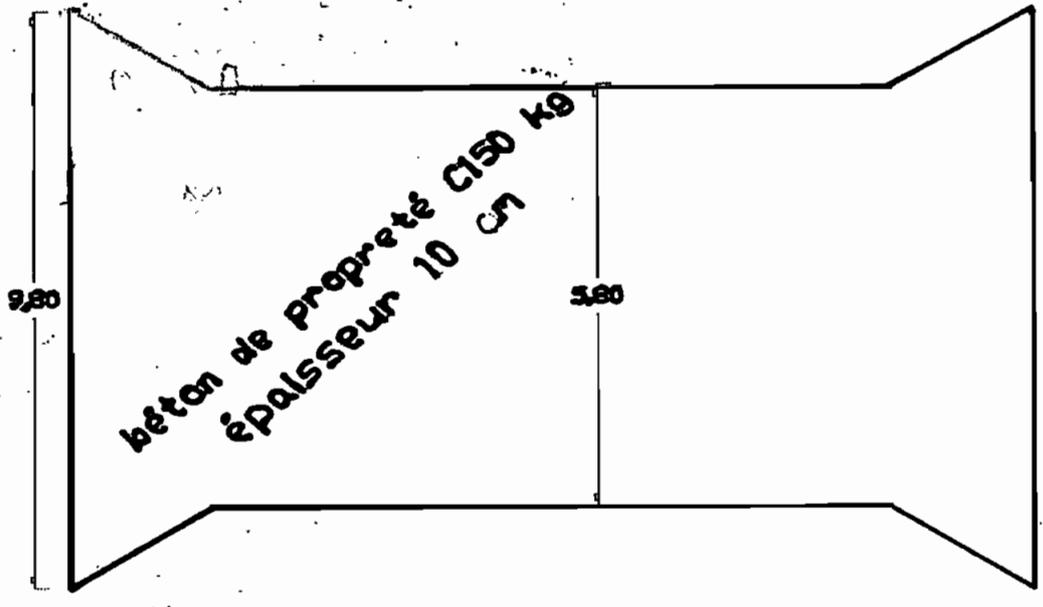
Tiré de La réf. 12

ANNEXE D

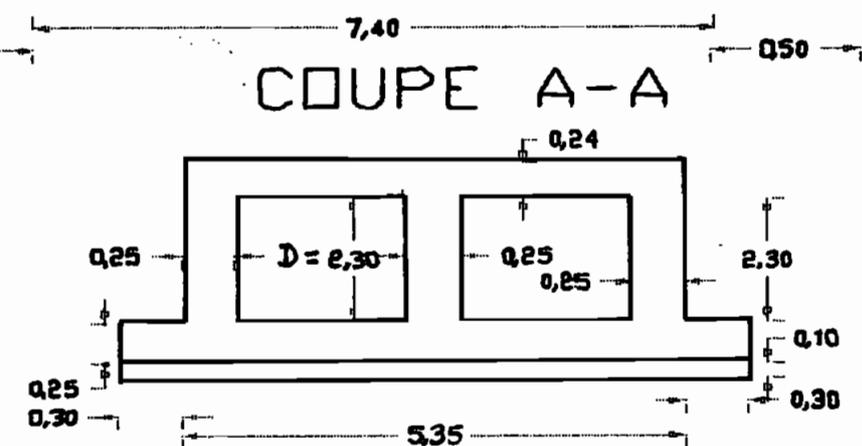
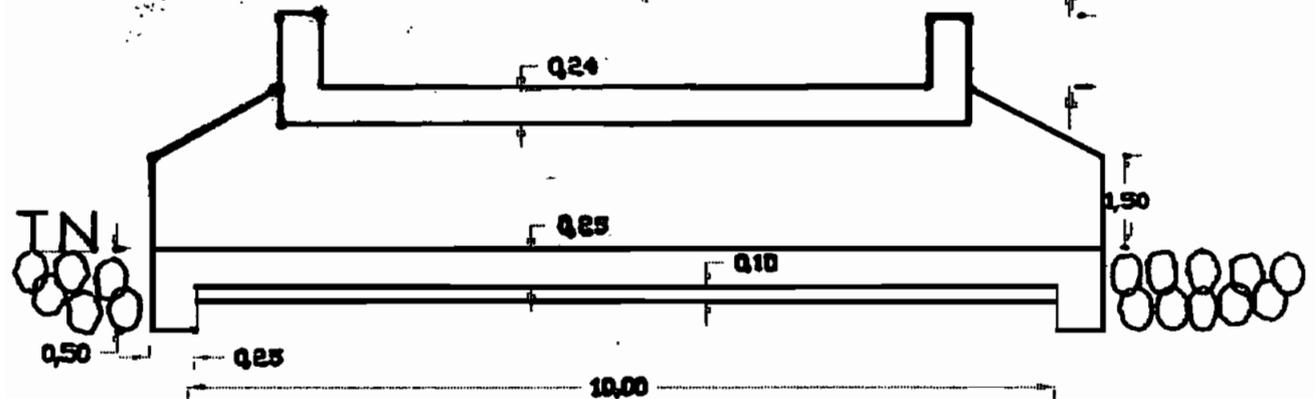
SCHÉMAS D'EXÉCUTION DES OUVRAGES DE TRAVERSÉE ENVISAGÉS



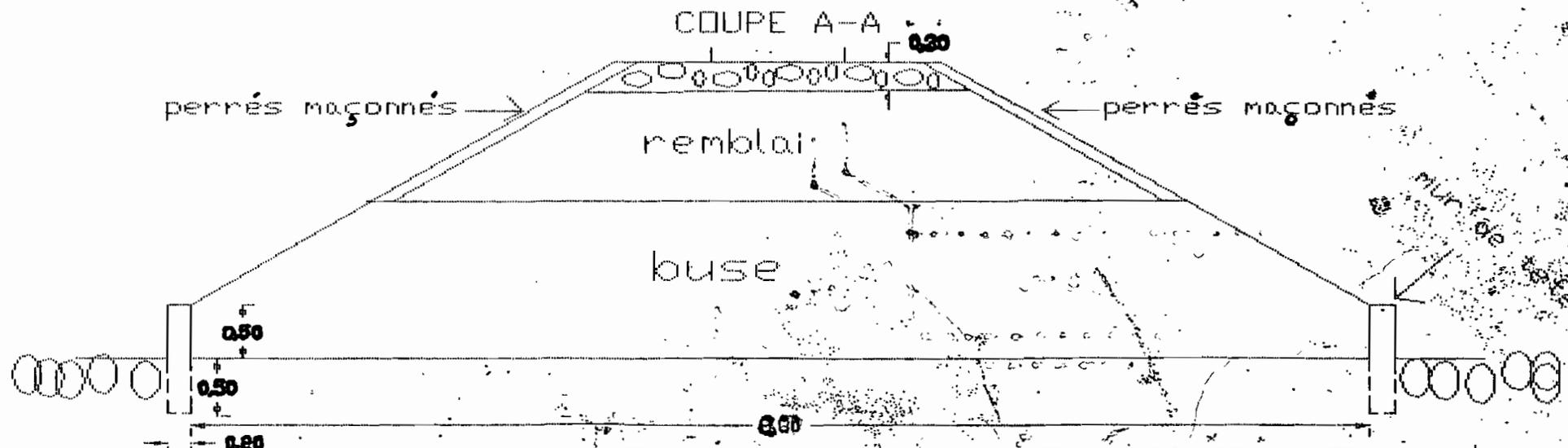
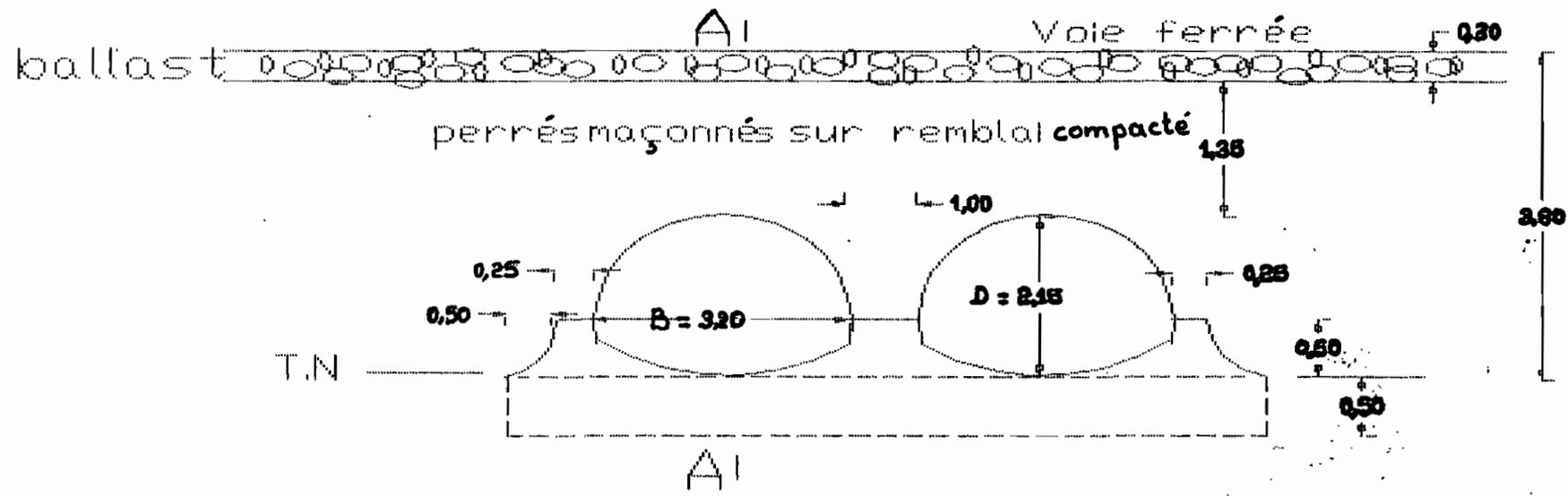
COUPE B-B



COUPE A-A



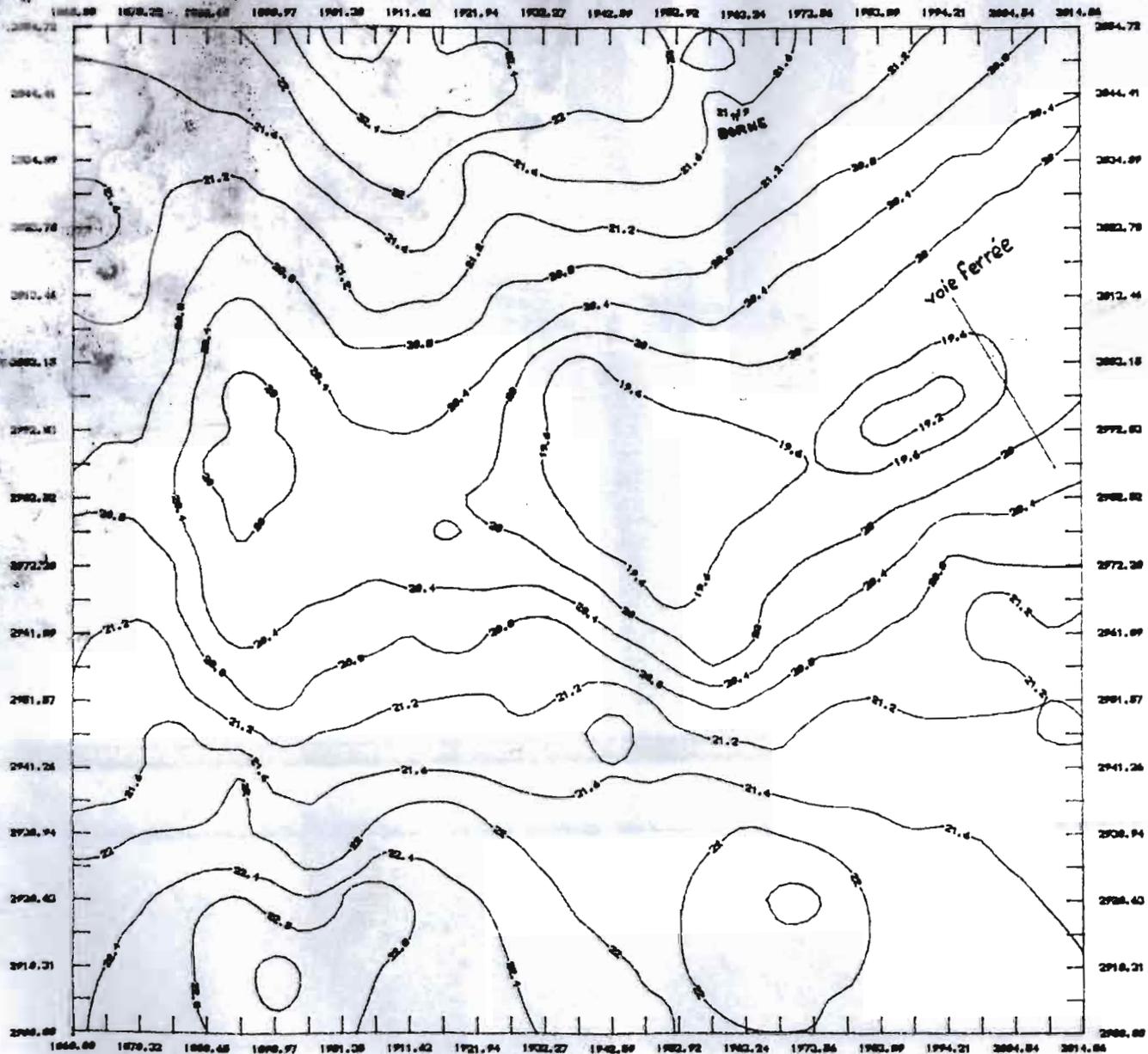
ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES		
Projet de fin d'études	Echelle Schématique	Plan D1
Schéma d'exécution Batterie de 2 dalots		Dessiné par EL A. NDAO



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES		
Projet de fin d'études	Echelle Schématique	Plan D3
Schéma d'exécution Batterie de 2 buses métalliques arches		Dessiné par EL. A. NDAO

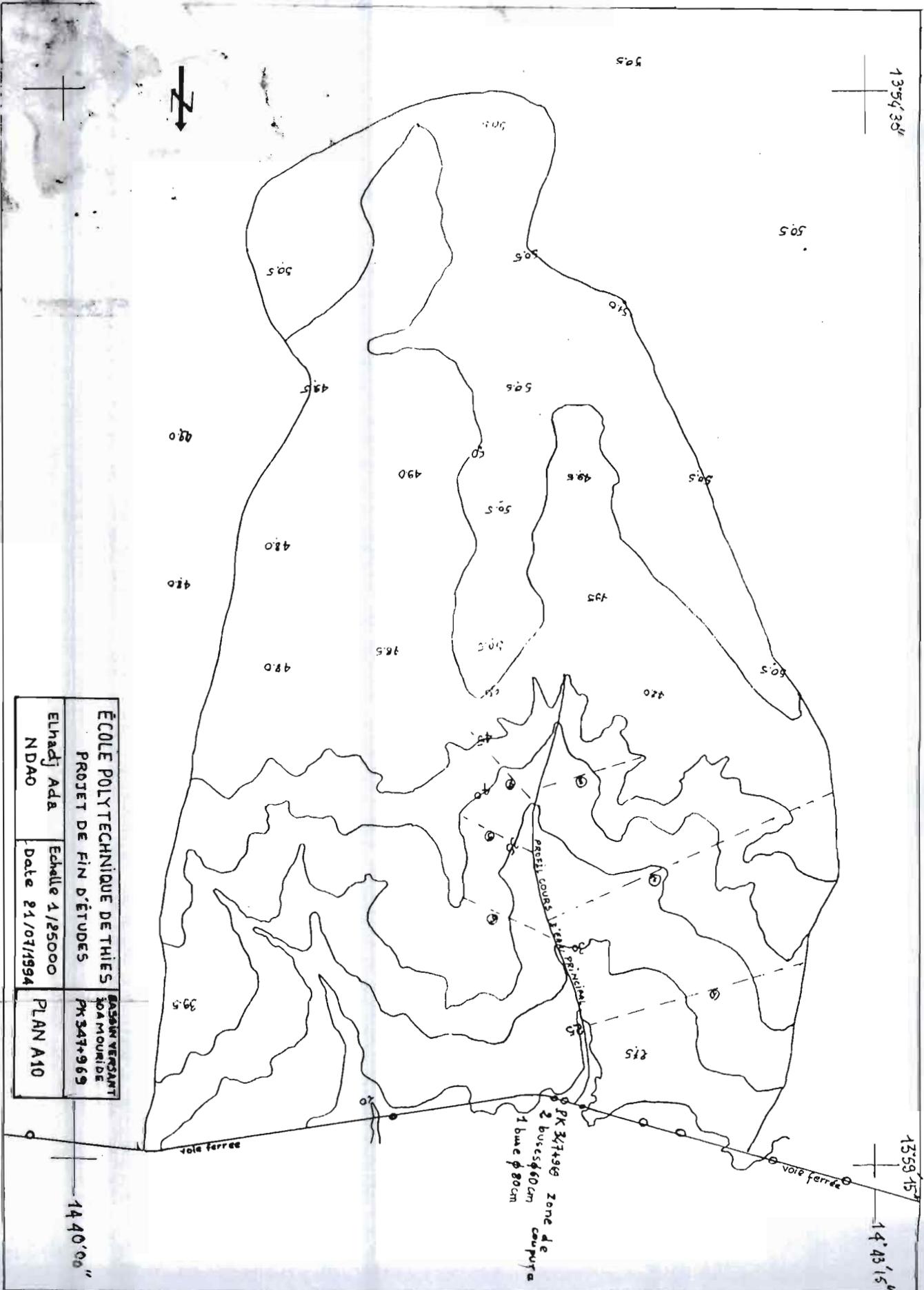
UNITES GEOMORPHOLOGIQUES	SYMBOLES	TYPES DE SOLS DOMINANTS	ORIENT
<p>PLATEAUX ET BUTTES RESIDUELS</p> <p>EN COSTA.</p> <p>EPANDAGE OU DE DEMANTELEMENT DE CUIRASSE.</p> <p>EXTREMES DES PLATEAUX OU ZONES CUIRASSISES DIVERSES.</p> <p>INTERIEURS DES PLATEAUX.</p>		<p>LITHOSOLS SUR CUIRASSE - REGOSOLS SUR GRES FERRUGINEUX.</p> <p>SOLS PEU EVOLUES D'APPORT SUR GRAVILLONS ET CUIRASSE.</p> <p>SOLS FERRUGINEUX TROPICAUX LESSIVES TRONQUES INDURES ET SOLS PEU EVOLUES D'EROSION.</p> <p>SOLS FERRUGINEUX TROPICAUX LESSIVES TRONQUES A TACHES ET NODULES.</p>	<p>REBOISEMENT - MISE EN DEFENS.</p> <p>REBOISEMENT - PATURAGE (MEDIOCRE)</p> <p>REBOISEMENT - PATURAGE (MOYEN)</p> <p>MIL - SORGHO - COTON - TABAC (B)</p>
<p>ZONES DES BAS-BLACSIS D'EPANDAGE</p> <p>VERSANTS LIES AUX PLATEAUX ET BUTTES RESIDUELS</p> <p>BUTTES DUNAIRES A VERSANTS CONVERGES.</p> <p>BASSES PLAINES.</p>		<p>SOLS RUBEFIES, POLYPHASES, TRONQUES ET REMANIES, COLLUVIAUX, SUR GRES SABLO-ARGILEUX.</p> <p>SOLS BEIGES : FERRUGINEUX TROPICAUX TRONQUES, REMANIES, COLLUVIAUX, PARFOIS HYDROMORPHES.</p> <p>SOLS ROUGES : FERRUGINEUX TROPICAUX LESSIVES, SUR MATERIAU DUNAIRE ± REMANIES.</p> <p>SOLS BEIGES : FERRUGINEUX TROPICAUX LESSIVES, PARFOIS HYDROMORPHES.</p>	<p>MIL - SORGHO - COTON - ARACHIDE</p> <p>MIL - SORGHO - COTON - ARACHIDE</p> <p>MIL - ARACHIDE (BON) - SORGHO -</p> <p>MIL - ARACHIDE (BON) - SORGHO -</p>
<p>DEPOTS ALLUVO-COLLUVIAUX ANCIENS</p> <p>TERRASSE ANCIENNE.</p> <p>TERRASSE COLLUVO-ALLUVIALE.</p>		<p>SOLS BEIGES : FERRUGINEUX TROPICAUX LESSIVES REMANIES A TACHES ET CONCRETIONS.</p> <p>SOLS ROUGES ET JAUNES-ROUGES : FERRUGINEUX TROPICAUX LESSIVES REMANIES.</p>	<p>MIL - ARACHIDE - SORGHO - COTON</p> <p>MIL - ARACHIDE - SORGHO - COTON</p>
<p>DEPOTS ALLUVIAUX RECENTS</p> <p>AFFLUENTS DE LA GAMBIE ET DES EMISSAIRES DU BAO BOLON :</p> <p>LEVEES - ZONES D'EPANDAGE LATERAL - LIT MINEUR.</p> <p>ANCIENS BRAS - CUVETTES LATERALES ARGILEUSES.</p> <p>DEPOTS FINS DES EMISSAIRES DU SALOUM.</p> <p>DEPRESSIONS ARGILLO-SABLEUSES MARQUANT LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU SALOUM :</p>		<p>SOLS PEU EVOLUES D'APPORT ALLUVIAL - SOLS HYDROMORPHES A GLEY PROFOND.</p> <p>SOLS PEU EVOLUES D'APPORT HYDROMORPHES - SOLS HYDROMORPHES A GLEY (TEXTURE FINE).</p> <p>VERTISOLS - SOLS HYDROMORPHES A REDISTRIBUTION DU CALCAIRE - SOLS HYDROMORPHES.</p> <p>SOLS HYDROMORPHES A GLEY PROFOND, SOLS FERRUGINEUX TROPICAUX HYDROMORPHES.</p>	<p>MISE EN DEFENS ET REBOISEMENT SU</p> <p>RIZ (MOYEN A BON) MAFAICHAGE DE</p> <p>SORGHO (BON) - TABAC - COTON (MC</p> <p>RIZ - SORGHO (MOYEN A MEDIOCRE).</p>
<p>BAO BOLON</p> <p>ZONE AMONT.</p> <p>LEVEES LATERALES, CUVETTES ...</p> <p>LIT MINEUR INONDABLE.</p> <p>ZONE AVAL.</p> <p>TERRASSE - ZONE DE BORDURE.</p> <p>LIT MINEUR INONDABLE.</p>		<p>SOLS HYDROMORPHES A REDISTRIBUTION DU CALCAIRE - SOLS PEU EVOLUES HYDROMORPHES.</p> <p>SOLS HYDROMORPHES A AMPHIGLEY NON SALES PARFOIS MOYENNEMENT HUMIFERES, VERTISOLS.</p> <p>SOLS HYDROMORPHES A AMPHIGLEY RICHES EN SULFATES (Ca, Al, Fe).</p> <p>SOLS HYDROMORPHES A GLEY SALES.</p>	<p>SORGHO (BON) - TABAC - COTON (MC</p> <p>RIZ (MOYEN)</p> <p>RIZ (MEDIOCRE A MAUVAIS).</p> <p>RIZ (MEDIOCRE A MAUVAIS).</p>
<p>EPANDAGES LOCALISES.</p>		<p>SOLS POLYPHASES A MICRO-HORIZONS D'ACCUMULATION DE FER.</p> <p>GRAVILLONS ET CUIRASSE OBSERVES SOUS DES COLLUVIONS.</p> <p>SOLS ROUGES : FERRUGINEUX TROPICAUX ET SOLS RUBEFIES.</p>	<p>MIL - ARACHIDE (MOYEN A MEDIOCRE</p> <p>MIL - ARACHIDE - SORGHO - COTON</p>

PLAN D4



NORD

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS		BASSIN VERSANT
PROJET DE FIN D'ÉTUDES		PK 347+969
Elhadj Ada	Echelle 1/1000	PLAN D4
NDAO	Date 21/07/1994	



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES PROJET DE FIN D'ÉTUDES		BASSAM VERGANT 30A MOURIDE PK 347+969	
Elhadj Ada NDAO	Echelle 1/25000 Date 21/07/1994	PLAN A10	

-A10-