

**UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP  
ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES**

Projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme  
d'Ingénieur de Conception - Option Génie Civil



GC. 0150

TITRE :

*Etude d'aménagement de la ville  
de Nioro en vue d'une protection  
contre l'érosion due aux eaux de  
ruissellement*

**Auteurs** : Aly BA  
Moustapha FALL

**Directeurs** : Massamba DIENE  
Amadou SARR

Juln 1996

*A mon frère, ami, promotionnaire Kbalifa Aboubakrine DIOUF.*

*Que la terre lui soit légère ;*

*A cette reine, cette créature exceptionnelle, Aïssatou DPA ma mère ;*

*A mon père Oumar. A tous mes parents et amis.*

*Aly BA.*

.....

*A ma vaillante mère, S. Rokbaya M. DIOU*

*A mon inlassable père, Amadou N. D. FALL*

*A tous mes parents.*

*Moustapha FALL.*

.....

"EAU

*Tu n'es pas nécessaire à la vie, tu es la vie. Tu es la plus grande richesse au monde et tu es aussi la plus délicate (problématique) toi si pure au ventre de la terre."*

**SAINT EXUPERY**

<b>TABLE DES MATIÈRES</b>	<b>Page</b>
Remerciements.....	i
Sommaire.....	ii
<b>CHAPITRE I : Introduction.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE II : Etude du bassin versant de Nioro.....</b>	<b>3</b>
II-1 : Etude topographique.....	4
II-2 : La nature du sol.....	10
II-3 : Etude hydrographique.....	11
<b>CHAPITRE III : Etude de la pluviométrie.....</b>	<b>12</b>
III-1 : Caractéristiques des données pluviométriques.....	12
III-2 : Choix de la loi de distribution.....	13
III-3 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	17
III-4 : Calcul de la pluie décennale ponctuelle	23
<b>CHAPITRE IV : Détermination du débit de crue décennale.....</b>	<b>24</b>
IV-1 : Application de la méthode Rodier et Auvrey (ORSTOM).....	24
IV-2 : Application de la méthode CIEH.....	28
<b>CHAPITRE V : Analyse des causes de l'érosion.....</b>	<b>30</b>
<b>CHAPITRE VI : Identification des solutions.....</b>	<b>36</b>
<b>CHAPITRE VII : Conclusion et recommandations.....</b>	<b>78</b>

## LISTE DES FIGURES

2.1	Courbe hypsométrique	Page 9
3.1	Droite théorique et points expérimentaux de la distribution des $P_{jmax}$ sur papier de Gumbel.	Page 19
6.1	Courbes de niveau de l'aménagement envisagé.	Page 44
6.2	Redressement des courbes de niveau de l'aménagement.	Page 44
6.3	Extrémités anti-contournement des cordons pierreux.	Page 44
6.4	Colmatage des interstices entre les blocs.	Page 46
6.5	Les schémas de procédés culturaux.	Page 53
6.6	Abaque du débit des dalots rectangulaire en sortie libre.	Page 67
6.7	Abaque de calcul de la vitesse dans un dalot.	Page 69
6.8	Abaque de calcul de la pente critique. Dalots rectangulaires	Page 70

## **LISTE DES TABLEAUX**

<b>2.1</b>	<b>Répartition hypsométrique du Bassin versant.</b>	<b>Page 8</b>
<b>3.1</b>	<b>Pluies journalières maximales annuelles et totaux annuels</b>	<b>Page 14</b>
<b>3.2</b>	<b>Fréquences expérimentales pour les pluies journalières maximales annuelles.</b>	<b>Page 18</b>
<b>3.3</b>	<b>Fréquences théoriques et intervalles de confiance</b>	<b>Page 22</b>

## **CHAPITRE I :**

### **INTRODUCTION**

La ville de Nioro, située à 55 km de la commune de Kaolack, est menacée par des phénomènes d'érosion et d'inondation par les eaux de ruissellement. De graves dégâts ont été notés :

- Ravinements évolutifs de profondeurs atteignant 3 à 5 m et de largeurs dépassant parfois 5 m ;
- Pertes humaines et matérielles (maisons traversées par les ravines) ;
- Ruines des structures (ouvrages de franchissement, conduites d'évacuation d'eaux pluviales) ;
- Isolement de certains villages en zones environnantes ;
- 600 cas de paludisme dus à la mauvaise évacuation des eaux dans cette ville.

Les photos à l'annexe 1 nous présentent la situation décrite ci-dessus. Les pierres dressées pour lutter contre les eaux de ruissellement, les murets pour essayer d'arrêter la progression des ravines nous montrent qu'il y a un souci des habitants de la ville de Nioro de préserver leur environnement.

Mais l'ampleur des phénomènes dépasse les capacités d'intervention des habitants.

Ainsi, pour faire face à ce problème préoccupant de la ville de Nioro, ledit projet se propose de trouver une solution technique pour aménager les bassins, protéger la ville et les ouvrages existants contre l'érosion et les eaux de ruissellement.

La première partie du projet consistera à faire une étude des conditions de ruissellement. En effet, dans le cadre d'un tel projet d'aménagement concernant la maîtrise de l'eau, il est indispensable de connaître la dynamique des écoulements sur le bassin, ce qui nécessite une bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologiques. Cette étape aboutira à la détermination des débits de projet.

La seconde partie sera une analyse pour mettre en relief les causes de l'érosion constatées.

La troisième et dernière étape décrira les solutions possibles et fera éventuellement une estimation financière.

## **CHAPITRE 2 :**

### **ÉTUDE DU BASSIN VERSANT DE NIORO**

Le bassin versant en un point ou plus exactement dans une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la dite section. Tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

Chaque bassin versant est séparé de ceux qui l'entourent par la ligne de partage des eaux.

Ainsi, il fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et de les transformer en écoulement à l'exutoire.

Cette transformation ne se fait pas sans pertes en eau et ces pertes dépendent des conditions météorologiques qui règnent sur le bassin et des caractéristiques physiques de ce dernier.

En hydrologie, on ne s'intéresse pas seulement au volume total évacué à l'exutoire mais aussi à la manière dont ce volume se répartit dans le temps.

Les caractéristiques physiques du bassin interviennent aussi dans cette répartition de l'écoulement. Ces caractéristiques sont la morphologie (forme, relief, etc...), la nature du sol

(perméabilité, érodibilité), la couverture (la végétation, urbanisation etc...) et le réseau hydrographique (densité, ramification).

Ce chapitre a pour but de déterminer les différents paramètres qui servent à caractériser le bassin.

## 2.1- ÉTUDE TOPOGRAPHIQUE

L'étude, réalisée à partir des orthophotos, nous a permis de délimiter le bassin-versant. En effet, elles offrent une couverture complète de la zone. La topographie est obtenue par méthodes photogrammétriques à partir des prises de vues aériennes réalisées dans le cadre de l'organisation pour la mise en valeur du fleuve Gambie OMVG (documents disponibles aux services géographiques de Hann-Dakar). Les courbes de niveau sont équidistantes de 5m.

Ainsi le tracé des limites (ligne de partage des eaux) du bassin versant s'est effectué à partir de la cartographie des courbes de niveau et du réseau hydrographique. Il suit les crêtes et traverse le cours d'eau au droit du point considéré, en descendant par une ligne normale aux courbes de niveau (ligne de plus grande pente) et qui correspond à la trajectoire théorique d'une goutte d'eau. (L'exutoire est considérée dans une section du cours d'eau située juste derrière la ville de Nioro). (voir carte topographique du bassin versant).

Cette délimitation du bassin, nous a permis, avec celles des sous-bassins tributaires au cours d'eau secondaire, de définir les limites du sous-bassin qui menace la ville de Nioro.

Soulignons que l'action de l'homme (aménagement existant, route urbanisation au niveau du bassin versant) a modifié d'une manière considérable les conditions de ruissellement. En effet, la route joignant Nioro du Rip à Darou Salam, draine les eaux de ruissellement provenant de ce dernier, de Daga Thiekene, Darou Alim, Médina ADAA et environs. Elle présente de part et d'autre des points bas par rapport au terrain naturel. L'eau ayant perdu son chemin naturel, cherche à emprunter d'autres chemins de fortes pentes pour écouler à l'exutoire. Ce qui explique le passage de ces eaux à travers la ville de Nioro situé dans un bas fond près de l'exutoire.

L'existence également de la route transgambienne qui présente une dénivellation par rapport au terrain naturel et traversant un cours d'eau secondaire au niveau de Paoskoto constitue une source d'apports d'eau. En effet, l'expérience montre que les ouvrages de drainage au niveau des routes sont mal entretenues ou mal dimensionnés. Ce qui se traduit par une déviation de certaines eaux qui en longeant la route la traverse par submersion ayant ainsi des conséquences dommageables.

C'est ainsi que (pour des raisons de sécurité) le sous-bassin IV est considéré comme celui qui menace la ville de Nioro. (voir carte topographique).

Toute l'étude sera accentuée au niveau de ce sous-bassin en vue de déterminer ces caractéristiques morphologiques et physiographiques.

### 2.1.1- La superficie du sous-bassin (IV)

L'aire a été déterminée par planimétrie (planimètre n° 117495 TM - 34-7 de l'EPT). ASB = 69 km<sup>2</sup>.

### 2.1.2- Le périmètre du sous bassin

Il a été mesuré avec l'aide d'une curvimètre sur une carte à échelle 1/25 000.

Essai	1	2	3	4	5
P(km)	37,5	39,7	39,9	38,75	37,82

$P_{moyenne} = 38,7 \text{ km}$

### 2.1.3- Relief : l'indice global de pente

Il fournit des renseignements qualitatifs sur l'allure du relief. Une pente forte à l'origine ou vers les plus basses altitudes, indique souvent des plaines, si la pente est très forte, il y'a des chances qu'on ait de vastes zones d'inondation. Une pente très faible dans la même zone révèle l'existence d'une vallée encaissée et une pente très forte dans le milieu ou vers les hautes altitudes indique l'existence de massifs, collines etc...

Ainsi comme présenté en annexe, l'indice global s'exprime comme suit :

$$I_g : \Delta H/L \text{ (m/km)}$$

avec,  $\Delta H$  la différence entre les hauteurs correspondant aux pourcentages de 5% et de 95% sur la courbe hypsométrique donnant le pourcentage de la superficie  $S$  du sous bassin situé au dessus d'une altitude donnée  $H$ , en fonction de cette altitude  $H$  (figure 2.1)

$$L = \frac{P}{4} + \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - S}$$

$L$  est calculé par :

$$\text{On trouve } \Delta H = 45 - 15,1 = 29,9 \text{ m}$$

$$P = 38,7 \text{ km} \qquad S = 68,16 \text{ km}^2$$

$$L = \frac{P}{4} + \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - S} = \frac{38,7}{4} + \sqrt{\left(\frac{38,7}{4}\right)^2 - 68,16} = 14,72 \text{ km}$$

$$I_g = \frac{\Delta H}{L} = \frac{27,5}{16,64} = 1,65 = 2 \text{ m / km}$$

$$I_g = \frac{29,9}{14,72} = 2,03 \text{ m / km}$$

d'où

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

**Tableau 2.1 : Répartition hypsométrique**

Altitude (m) Hi-1 à Hi	Aire entre 2 courbes ai (km <sup>2</sup> )	$\frac{ai \times 100}{A_{SBIV}} \%$	x = Aire en % cumulée située en dessous de l'altitude Hi	Aire en % cumulée située en dessus de l'altitude Hi
5-10	1,40	2,05	2,05	97,95
10-15	1,37	2,01	4,06	95,94
15-20	1,42	2,08	6,141	93,86
20-25	2,22	3,25	9,39	90,61
25-30	9,72	14,26	23,65	76,35
30-35	16,85	24,72	48,37	51,63
35-40	24,30	35,65	84,02	15,98
40-45	7,38	10,83	94,85	5,15

L'altitude moyenne du sous bassin est à 31 m (figure 2.1: courbe hypsométrique). La courbe présente une pente assez forte pour les basses altitudes, c'est-à-dire au niveau de la ville de Nioro. Cette forte pente semble être un des facteurs qui expliquent les phénomènes d'érosion constatés (ravinelements).

Des précisions seront apportées dans la partie analyse.

Les faibles pentes notées au niveau amont de la ville (hautes altitudes) expliquent l'absence des tracés des cours d'eau. En effet, ces dernières n'offrent pas de vitesse de ruissellement assez grand qui est un des facteurs déterminant pour le tracé du cours d'eau. On assiste plutôt à un ruissellement des eaux en surface.

### Courbe hypsométrique

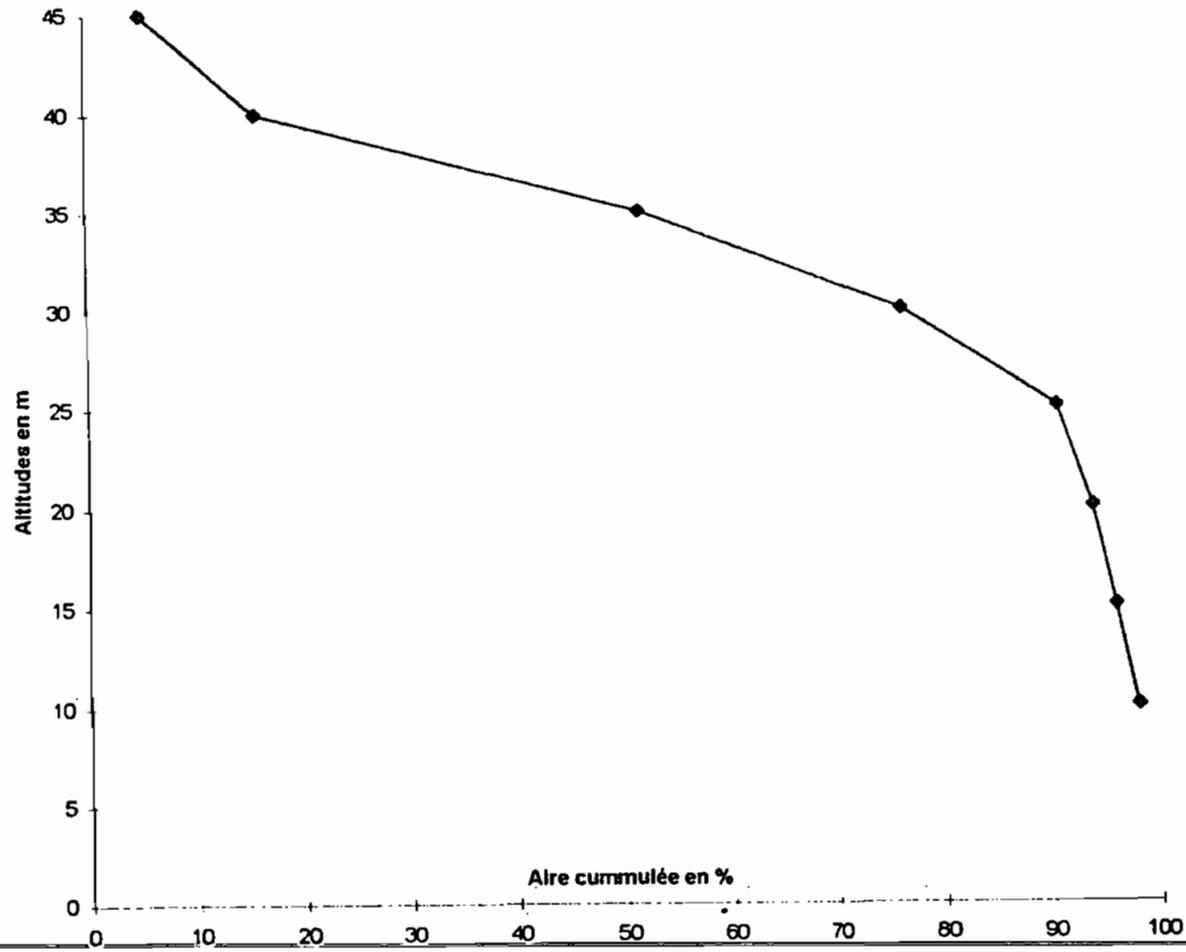


Figure 2.1

L'indice global de pente trouvée ci-dessous ne tient pas compte des pentes transversales. Elle doit être corrigée si la pente longitudinale est très différente de la pente transversale comme spécifiée dans la méthode CIEH pour la détermination du débit de crue décennale. Dans notre cas, elles ont un même ordre de grandeur (voir répartition des courbes de niveau). C'est donc la valeur de l'indice globale qui sera utilisée ultérieurement dans les calculs.

## 2.2- LA NATURE DU SOL

Les études géologiques et pédologiques du sol et du sous-sol ont pour objet dans le cadre d'un tel projet de déterminer leur perméabilité qui est l'un des paramètres qui explique le "plus" le coefficient de ruissellement.

L'exploitation de la carte géologique de la république du Sénégal et de la Gambie établie par le bureau des recherches géologiques et minières (échelle 1.500.000) montre que le sous-bassin est constitué de grès argileux, de sable hétérogènes, du calcaire des marnes et phosphates. Ce qui met en évidence le caractère hétérogène du sous-bassin au point de vue sol rendant ainsi très difficile la détermination de l'indice de perméabilité et le coefficient de ruissellement.

Cependant une campagne de reconnaissance nous a renseigné sur l'existence en surface de sables limoneux, et des zones à cuirasses dues au lessivage couvrant environ 80% de la superficie du sous-bassin. La zone située au niveau de

L'exutoire est constituée principalement d'argile (dû au dépôt d'éléments fins par le ruissellement). Elle est utilisée pour la maçonnerie.

### 2.3- ÉTUDE HYDROGRAPHIQUE

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des canaux de drainage naturels où s'écoulent les eaux provenant du ruissellement. Le sous-bassin en question ne présente pas un réseau hydrographique dense. En effet, comme expliqué ci-dessus, il est caractérisé par des pentes faibles qui se traduisent par une absence de ravinements ou thalweg à l'amont de la ville. Le ruissellement se fait en surface. L'existence des tracés au niveau de la ville de Nioro est due au changement abrupte de la pente qui accélère la vitesse de ruissellement des eaux et le degré d'urbanisation qui dévie l'écoulement des eaux. Ce qui explique en grande partie les phénomènes d'érosion constatés (ravinements).

Ceci ne nous permet pas de déterminer certaines caractéristiques du réseau comme par exemple l'ordre des cours d'eau, la densité de drainage, la pente moyenne des cours d'eau qui sont essentielles en hydrologie.

## **CHAPITRE 3 :**

# **ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE**

Le but de cette étude est de trouver une estimation de la hauteur de pluie ponctuelle pour une période de retour de dix (10 ans).

Pour cela, nous utiliserons la méthode de l'analyse statistique compte tenu de la nature des données pluviométriques.

### **3.1- CARACTÉRISTIQUES DES DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES**

L'observation de phénomènes hydrologiques sur la longue période a permis aux hydrologues de constater que les événements pluvieux, incertains, sont régis par le hasard. Ainsi, les données pluviométriques sont-elles mathématiquement considérées comme des variables aléatoires.

Nous disposons d'un échantillon de 64 pluies journalières maximales annuelles. Ces dernières sont tirées de la seule station existante sur le bassin versant de Nioro du Rip. Les deux postes pluviométriques les moins éloignés du bassin versant ont plusieurs données manquantes et ont été implantés quelques années plus tard.

Ces données pluviométriques, nous ont été fournies par le Service National de la météorologie. On pourra dans tous les cas avoir une idée sur la validité des données lorsque nous

comparerons la pluie décennale estimée à celle obtenue avec les isohyètes dans la méthode du CIEH.

On essaiera d'ajuster nos données à une loi de distribution théorique convenable.

## **3.2- CHOIX DE LA LOI DE DISTRIBUTION**

### **3.2.1- Calcul de quelques paramètres de l'échantillon**

Les résultats sont présentés au tableau 3.1. Les calculs sont effectués à l'aide du tableur Excel 5.0.

**Tableau 3.1: Pluies journalières maximales annuelles et Totaux annuels**

Années	Pjmax(mm)	Total annuel
1931	116	*
1932	107	866,5
1933	93,6	1069,5
1934	66	717,6
1935	97	1044,5
1936	91,5	1073,9
1937	72,2	721,3
1938	81,5	886
1939	69,6	1028,8
1940	129,4	914,3
1941	101,7	601,2
1942	84	886,8
1943	80,1	1040,6
1944	67,7	724,7
1945	141	1006,2
1946	99,1	1079
1947	107,3	1114,7
1948	88,1	805,4
1949	73,5	914,2
1950	113	1315
1951	69,5	*
1952	30,6	*
1953	88,6	1034,5
1954	88	1063,7
1955	70,3	1099,3
1956	55,9	657,4
1957	75,9	710,5
1958	136,6	1081,4
1959	77,2	*
1960	77,1	1007
1961	88,1	*
1962	51,5	598,4
1963	52,6	776,8
1964	82,4	880,1
1965	70,9	763,4
1966	74,2	913,4
1967	72,1	1051,4
1968	44,2	493,5
1969	112	999,9
1970	56,3	595,7
1971	60,3	738,7
1972	64	494,5
1973	52,2	602,1

**Station de Niroo du rip**

**Nota Bene:**

Les années ayant des pluies sans pluie mesurable sont en astérisques (\*) sur la troisième colonne.

**Tableau 3.1: Pluies journalières maximales  
annuelles et Totaux annuels  
(Suite)**

<b>Années</b>	<b>Pjmax(mm)</b>	<b>Total annuel</b>
1974	104	628,7
1975	113,7	1028
1976	112	760,3
1977	63	487,1
1978	54	702,7
1979	63	764,7
1980	85	510,1
1981	46	785,4
1982	40,7	541,7
1983	75	417,7
1984	75	435,4
1985	68,5	532,2
1986	165	800,3
1987	71	840,8
1988	173	917,4
1989	104,2	784,6
1990	82	554,1
1991	61,9	513,1
1992	68	766,2
1993	78	763,7
1994	70	795,4
<b>Moyenne</b>	<b>82,54375</b>	<b>809,855932</b>
<b>Ecart-type</b>	<b>24,6147297</b>	<b>211,763529</b>
<b>Maximum</b>	<b>173</b>	<b>1315</b>
<b>Minimum</b>	<b>30,6</b>	<b>717,7</b>
<b>Etendue</b>	<b>142,4</b>	<b>897,3</b>
<b>Coef.variation</b>	<b>0,33454659</b>	<b>0,26148296</b>
<b>Coef.symétrie</b>	<b>1,11757044</b>	<b>0,01158932</b>
<b>Médiane</b>	<b>76,5</b>	<b>785,4</b>
<b>Mode</b>	<b>88,1</b>	

### 3.2.1.1- Les paramètres de tendance centrale

On appelle médiane, la valeur de la variable aléatoire  $x$  ayant une probabilité de dépassement de 0.5.

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

La moyenne est :

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

### 3.2.1.2- Les paramètres de dispersion

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

On distingue :

L'étendue (de l'échantillon) =  $X_{\max} - X_{\min}$

L'écart type

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

Le coefficient de variation,

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}}$$

Le coefficient d'asymétrie,

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

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

En outre le coefficient d'asymétrie (1.118) est proche de celui de la loi de gumbel (1.139).

Nous pouvons donc ajuster nos données expérimentales à la loi de Gumbel et effectuer un test de validité de celle loi théorique.

### 3.2.2- Méthode des fréquences de non dépassement.

L'échantillon est classé d'abord par ordre croissant avant le

calcul de la fréquence  $F = \frac{i}{n+1}$  de non dépassement (voir tableau 3.2) ;

$i$  = numéro d'ordre de classement

$n$  = nombre d'observations = 64

On place les données expérimentales sur papier Gumbel (voir figure (3.1)). Nous constatons que ces données peuvent être ajustées par une droite.

### 3.3- AJUSTEMENT À LA LOI DE GUMBEL

Sa fonction de répartition est :

$$F(x) = e^{[-e^{-\alpha(x-\mu)}]}$$

$F(x) = e^{[-e^{-y}]}$  où  $y = \alpha(x-\mu)$  est la variable réduite

**Tableau 3.2: Valeurs des fréquences expérimentales pour les pluies journalières maximales annuelles**

Rang (i)	Pjmax (mm)	Fréq. exp.
1	30,6	0,02
2	40,7	0,03
3	44,2	0,05
4	46	0,06
5	51,5	0,08
6	52,2	0,09
7	52,6	0,11
8	54	0,12
9	55,9	0,14
10	56,3	0,15
11	60,3	0,17
12	61,9	0,18
13	63	0,2
14	63	0,22
15	64	0,23
16	66	0,25
17	67,7	0,26
18	68	0,28
19	68,5	0,29
20	69,5	0,31
21	69,6	0,32
22	70	0,34
23	70,3	0,35
24	70,9	0,37
25	71	0,38
26	72,1	0,4
27	72,2	0,42
28	73,5	0,43
29	74,2	0,45
30	75	0,46
31	75	0,48
32	75,9	0,49

Rang (i)	Pjmax (mm)	Fréq. exp.
33	77,1	0,51
34	77,2	0,52
35	78	0,54
36	79,1	0,55
37	80,1	0,57
38	81,5	0,58
39	82	0,6
40	82,4	0,62
41	84	0,63
42	85	0,65
43	88	0,66
44	88,1	0,68
45	88,1	0,69
46	88,6	0,71
47	91,5	0,72
48	93,6	0,74
49	97	0,75
50	101,7	0,77
51	104	0,78
52	104,2	0,8
53	107	0,82
54	107,3	0,83
55	112	0,85
56	112	0,86
57	113	0,88
58	113,7	0,89
59	116	0,91
60	129,4	0,92
61	136,6	0,94
62	141	0,95
63	165	0,97
64	173	0,98

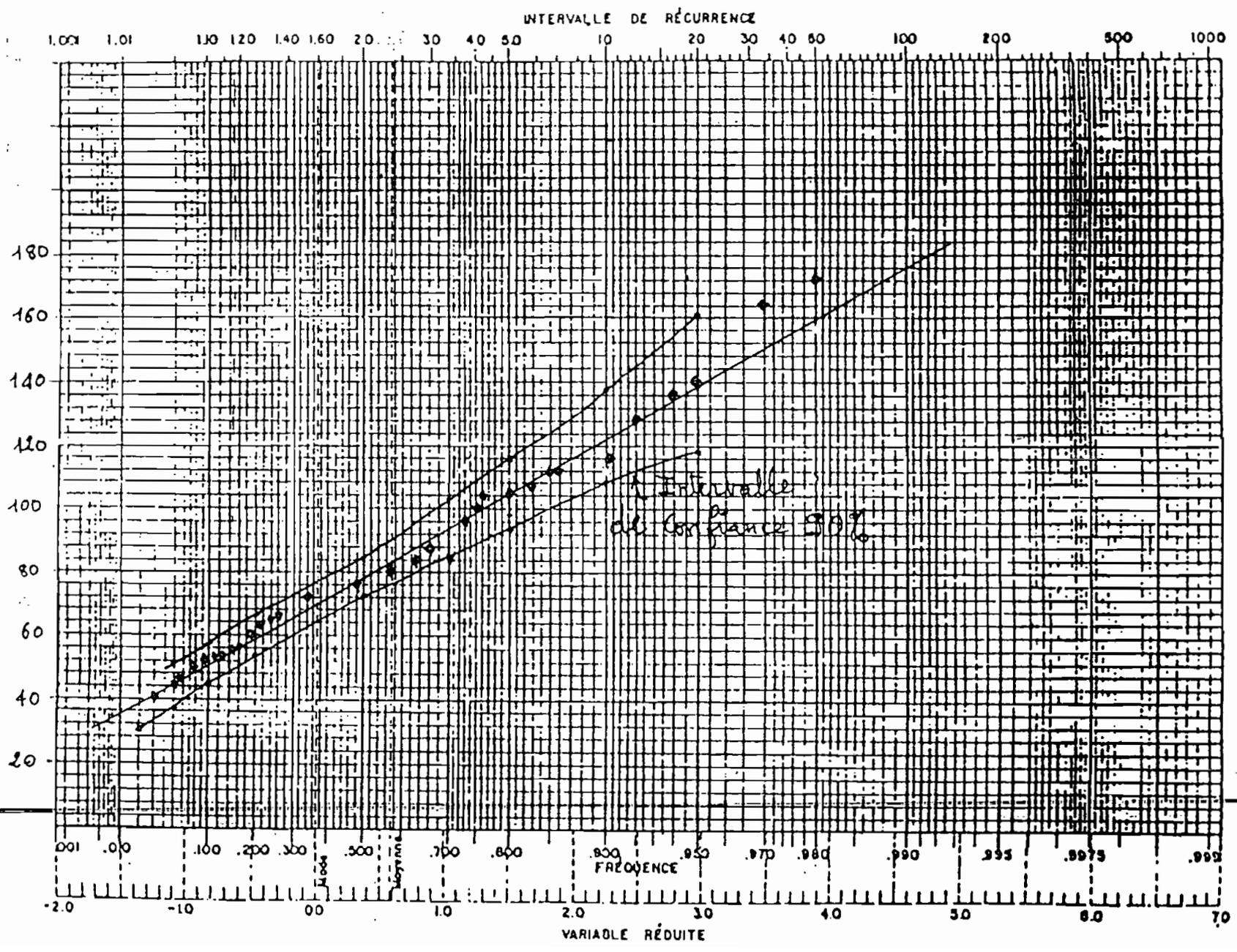


Figure 3.1

$\alpha$  = paramètre de dispersion

$u$  = mode.

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

$$\alpha = \frac{\sigma N}{S} \quad u = \bar{x} - \frac{\bar{Y}_N}{\alpha}$$

On tire du Tableau 8.4 dans "Hydrologie de l'Ingénieur" de A. LECLERC que :

pour  $N = 64$  (taille de notre échantillon),

$$\bar{Y}_N = 0.5533 \text{ et } \sigma_N = 1.1793$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1.1793}{27.61} = 0.0427$$

$$u = 83 - \frac{0.5533}{0.0927} = 70.04 \text{ mm}$$

L'équation de la droite théorique est donnée par :

$$x = u + \frac{1}{\alpha} y = u + \sigma y \text{ où } \sigma = \frac{1}{\alpha} = 23.42$$

Pour une période de récurrence  $T = \frac{1}{1-F}$  où une Fréquence de non dépassement  $F$  on peut déterminer  $y = -\ln(-\ln f(x))$  et ensuite  $x$ .

$$F = 0.5 \Rightarrow y = 0.3665 \Rightarrow x = 78.65 \text{ mm}$$

$$F = 0.95 \Rightarrow y = 2.9702 \Rightarrow x = 139.60 \text{ mm}$$

Voir figure 3.1 pour la droite théorique de la loi de Gumbel.

Nous devons toutefois nous assurer si cette dernière est valide ou compatible avec nos données expérimentales.

### 3.3.3- Test de validité - Calcul des intervalles de confiance

L'échantillon vérifie la loi avec un seuil de  $\alpha\%$  en général (80% ; 90%) si l'ensemble des observations se trouvent dans l'intervalle de confiance correspondant au seuil fixé. Cet intervalle est défini par les deux bornes.

$$\bar{x} + \sigma y_i \pm k \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \beta(F_i), k \text{ dépend de } \alpha$$

En acceptant un risque de 10 % ( $\alpha = 90\%$ ) de ne pas trouver la valeur recherchée dans l'intervalle, on obtient  $k = 1.64$ .

On peut calculer les droites  $x_{\min}$  et  $x_{\max}$  (tableau 3.3)

$$\begin{aligned} x_{\min} &= x_i - k \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \beta(F_i) \text{ et} \\ x_{\max} &= x_i + k \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \beta(F_i) \end{aligned}$$

Sur la figure 3.1 on peut constater que tous les points sont à l'intérieur de notre intervalle de confiance.

On peut alors accepter la loi de Gumbel.

### Autre test d'ajustement

**Tableau 3-3 fréquences théoriques et intervalles de confiance**

F	B(F)	$y = -\ln(-\ln F)$	X $\mu + \sigma y$	ε	Intervalles de confiance	
					pluie min	pluie max
0,05	1,46	-1,0971887	44,3438406	7,009606	37,3342346	51,3534466
0,1	1,3	-0,83403245	50,5069601	6,24143	44,2655301	56,7483901
0,2	1,24	-0,475885	58,8947734	5,953364	52,9414094	64,8481374
0,5	1,44	0,36651292	78,6237326	6,913584	71,7101485	85,5373166
0,7	1,84	1,03093043	94,1843907	8,834024	85,3503667	103,018415
0,8	2,24	1,49993999	105,168594	10,754464	94,4141305	115,923058
0,9	3,16	2,25036733	122,743603	15,171476	107,572127	137,915079
0,95	4,46	2,97019525	139,601973	21,412906	118,189067	161,014879

**Remarque:** rappelons que la hauteur de pluie est donnée par  $X_i = \mu + \sigma y_i$   
pour une période de récurrence  $T_i = 1/(1 + F_i)$ ;

$\mu$ : mode;

$\sigma$ : paramètre de dispersion;

$y_i$ : variable réduite;

$\epsilon = k\sigma B(F)/N^{0,5}$  : paramètre de dispersion;

pluie min:  $X_i - \epsilon$ ;

pluie max:  $X_i + \epsilon$ ;

B(F): coefficient qui dépend de F.

Les tests de Khi-deux et Kolmogorov-Smirnov permettent aussi de vérifier la compatibilité d'une loi de distribution à des données expérimentales.

On a vérifié à l'aide d'un programme d'analyse statistique (cf. PFE Abou Amani , 1990) que le test de Kolmogorov-Smirnov valable quelque soit la taille de l'échantillon, accepte la loi de Gumbel.

### 3.4- CALCUL DE LA PLUIE DÉCENNALE PONCTUELLE.

Au paragraphe 3.2.2 on a établi que :

$$\begin{aligned}x &= u + \sigma y \text{ soit} \\x &= 70.04 + 23.42 y\end{aligned}$$

Pour une période de retour  $T = 10$  ans on a :

$$\begin{aligned}F &= 1 - \frac{1}{T} \Rightarrow F = 0.9 \Rightarrow y = -\ln(-\ln 0.9) \\P_{10} &= x_{10} = 122.2 \text{ mm}\end{aligned}$$

Cette valeur de la pluie décennale ponctuelle sera utilisée dans le chapitre 4 pour l'estimation de la crue de projet.

## **Chapitre 4 :**

### **DÉTERMINATION DU DÉBIT DE CRUE DECENNALE**

La détermination du débit de crue décennale sera faite par deux

(2) méthodes :

- la méthode ORSTOM (Rodier et Auvrey 1965) ;
- la méthode CIEH (Puech et Chabi GONNI 1984).

Ces deux méthodes s'appliquent théoriquement à toute l'Afrique de l'Ouest. En effet, elles ont été mises au point à partir des bassins en zone soudano-sahélienne. (environ 30 bassins avec ORSTOM, 60 bassins avec CIEH). Elles sont présentées à l'annexe 1.

#### **4.1- APPLICATION DE LA MÉTHODE RODIER ET AUVREY**

Le débit maximum de ruissellement est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max i} = \frac{A \alpha P_{10} K_r A_B}{t_b} \quad \text{avec}$$

$P_{10}$  : Pluie décennale moyenne sur le bassin ;

$A$  : Coefficient d'abattement

$K_r$  : Coefficient de ruissellement

$\alpha$  : Coefficient de pointe

$A_B$  : Superficie du bassin

$t_b$  : temps de base bassin

Si on néglige le débit de base.  $Q_o = Q_{\max i}$

#### 4.1.1- Estimation de la hauteur de l'averse décennale ponctuelle

L'exploitation des données pluviométriques annuelles nous donne une pluie annuelle de 810 mm sur le sous-bassin et une hauteur de l'averse décennale avec la loi de Gumbel de 122,2 mm.

L'utilisation même du diagramme (Gr-1) (voir annexe 2) nous permet d'estimer, connaissant la pluie annuelle moyenne, la hauteur de l'averse décennale ponctuelle.

$$P_{0,97} = 810 \text{ mm}$$

$$P_{10} = 110 \text{ mm.}$$

Les cartes de pluies journalières de fréquences décennales de CIEH nous donne pour la ville de Nioro une pluie de 120 mm (Voir annexe 2). Nous allons considérer la plus grande des valeurs, soit  $P_{10} = 122,2 \text{ mm.}$

#### 4.1.2- Coefficient d'abattement

La hauteur de précipitation moyenne sur le sous-bassin de fréquence décennale est obtenue en multipliant la hauteur ponctuelle trouvée ci-dessus par un coefficient de réduction ou d'abattement A.

Ainsi pour  $A_{0,97} = 68,16 \text{ km}^2 \approx 69 \text{ km}^2$  ie  $50 < A < 100 \text{ km}^2$

$$A = 0,90 \text{ d'où } P_{10} = AP_{10} = 0,9 \times 122,2 = 109,98 \text{ mm}$$

### **4.1.3- Classification du sous-bassin suivant sa pente et sa perméabilité**

#### **4.1.3.1- Estimation de l'indice de relief**

Dans la note ORSTOM, les bassins ont été classés en 6 catégories caractérisées par l'indice R qui est fonction à la fois des pentes transversales et longitudinales. R est calculé à partir de l'indice global de pente  $I_g$  tel qu'il est présenté dans l'application de la méthode CIEH.

L'indice global de pente est de 2m/km (2‰), ce qui confère au sous-bassin l'indice  $R_2$  qui correspond à des pentes extrêmement faibles.

#### **4.1.3.2- Estimation de l'indice de perméabilité**

Comme mentionné tantôt, le sous-bassin présente un caractère hétérogène du point de vue sol. Constitué principalement de grès argileux, de sables hétérogènes, de calcaire, des marnes, des phosphates et des zones de pellicules imperméables (cuirasse latéritique due au lessivage), le sous-bassin est relativement perméable. Ainsi d'après ORSTOM, il est de la classe de perméabilité  $P_4$ .

#### **4.1.4- Coefficient de ruissellement**

Pour un régime sahélien tropical, une perméabilité  $P_4$  et une classe de pente  $R_2$ , l'abaque Gr2 (Voir annexe 2) pour  $ASEV = 68,16 \approx 69 \text{ km}^2$  un coefficient de ruissellement de  $Kr = 10\%$ .

#### 4.1.5- Le temps de base

Le temps de base fonction de l'indice de relief et de la superficie est obtenue par extrapolation avec l'abaque Gr-3 (Voir annexe 2)  $t_b = 50$  h

#### 4.1.6- Coefficient $\alpha = \frac{Q_{\max}}{M}$

Étant donné qu'on se trouve à la limite des régimes sahéliens et tropicaux ( $P = 810$  mm) et en présence d'un temps de base assez long ( $t_b = 50$ h), nous pourrions adopter pour  $\frac{Q_{\max}}{M}$  la valeur de 3,169. (valeur obtenue par extrapolation à partir du tableau ci-dessous).

S	2 km <sup>2</sup>	10 km <sup>2</sup>	20 km <sup>2</sup>	50	100
$\alpha$	3	3	3	3,5	4

Les paramètres sont récapitulés sous forme de tableau.

S	A	$K_r$	$t_b$ (h)	$\alpha$	$P_{10}$
69 km <sup>2</sup>	0,90	10%	50	3,69	122,2

Le débit de crue décennal est alors :

$$Q_{10} = \frac{0,9 \times 122,2 \times 0,1 \times 3,69 \times 69 \cdot 10^6}{50 \times 3600}$$

$$= 16 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 4.2- Application de la méthode CIEH

\* Elle est connue par sa simplicité dans le calcul du débit de la crue décennale comme présenté en annexe. Le débit est estimé en fonction de la surface (S), de l'indice global de pente (I<sub>g</sub>) et avec le coefficient de ruissellement  $K_{r10}$ . L'introduction de ce dernier paramètre permet de mieux appréhender le ruissellement sur le bassin versant.

\* L'indice global de pente I<sub>g</sub> est de 2m/km

\* Le symbole utilisé est le A01, en effet le bassin se situe dans un pays de l'Afrique de l'ouest (AO) et pluie annuelle moyenne est de 810 mm ≤ 1200 mm.

\* 800 < P < 1200, donc il sera utile de considérer le coefficient de ruissellement comme spécifié par la méthode. Ainsi il est calculé par les formules établies connaissent les types de sol du bassin.

sable  $K_3 = 210^7 \text{ Pan}^{-2,2} = 7,986\%$

argile  $K_4 = 300 \text{ Pan}^{-0,3} = 40,23\%$

On obtient  $K_{r10} =$

$$= 0,8 \times 7,986 + 0,2 \times 40,23$$

$$K_{r10} = 14,43\%$$

Les résultats sont mesurés dans le tableau ci-dessous.

Surface	Ig	Symbole	$K_{r10}$	Pluie
68,168 km <sup>2</sup>	2m/km	A01	14,43%	810 mm

L'exploitation de ces données nous donne (Voir annexe 2)

- à partir de l'abaque A (Ig, S)  $Q_{10} = 75 \text{ m}^3/\text{s}$
- à partir de l'abaque B (pluie, Ig, S)  $Q_{10} = 35 \text{ m}^3/\text{s}$
- à partir de l'abaque C ( $K_{r10}$ , S)  $Q_{10} = 37 \text{ m}^3/\text{s}$
- à partir de l'abaque D ( $K_{r10}$ , S; Ig)  $Q_{10} = 25 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit obtenu avec l'abaque B va être considéré comme crue de projet (intégrant les 3 paramètres, pluie, indice global de pente, surface).

## **CHAPITRE 5 :**

### **ANALYSE DES CAUSES DE L'ÉROSION**

Le principal problème de Nioro du Rip réside dans sa position topographique. Elle se situe dans un bas fond, zone de passage des eaux. Toutes les eaux provenant de Darou Salam, de Keur Ndiaga de Keur Modi et environs traversent la ville.

Alors que le réseau d'assainissement existant au niveau de la ville accuse une insuffisance face à ces apports extérieurs.

L'absence d'une couverture végétale en amont de la ville, l'augmentation de la superficie bâtie sont également à l'origine de l'augmentation du ruissellement. En effet, elles permettent une diminution du taux d'infiltration qui se traduit par une augmentation du débit ruisselé.

La présence d'un sol érodable (sable) et l'existence des pentes assez fortes à l'intérieur de la ville, constituent des facteurs expliquant également les phénomènes d'érosion constatés. En effet, lorsque la pente est forte, le ruissellement devient lui-même abrasif, son énergie déclenche les processus de destruction des agrégats du sol et assure le transport des particules détachées.

Les études menées par l'ORSTOM et les instituts français de recherches appliquées (sous l'égide du professeur Fournier) pour évaluer les dangers d'érosion, ses causes en Afrique

montrent que la pluie, l'agressivité climatique (R), l'érodibilité du sol (K), la pente sont les principaux facteurs qui expliquent les phénomènes d'érosion.

### **La pluie**

C'est la cause primaire, c'est l'énergie de ses gouttes qui déclenche le processus de destruction des agrégats du sol. Leurs études ont montré également que l'intensité de la pluie est le paramètre principal qui la lie à l'érosion. Elle intervient à deux niveaux : la saturation momentanée de la porosité du sol et l'énergie cinétique que la pluie dissipe en détruisant la structure de la surface du sol. En effet, le ruissellement ne peut se manifester que lorsque le débit de la pluie dépasse les possibilités d'absorption par les pores du sol.

### **L'indice d'agressivité climatique**

La première démarche d'un ingénieur appelé à aménager un bassin versant sera d'estimer les dangers et donc de l'érosivité du climat.

De corrélations faites entre les pertes en terre sur parcelles expérimentales et divers indices climatique ont permis de dresser une première esquisse de la répartition de cet indice sur l'ensemble de l'Afrique de l'ouest (Voir page suivante).

D'après l'esquisse une valeur  $R = 500$  sera considérée comme l'indice d'agressivité au niveau de Nioro du Rip.

### **L'érodibilité du sol**

L'érosion est fonction de l'agressivité climatique et de la résistance du milieu. Celle-ci dépend du sol, de la pente, du couvert végétal. L'érodibilité est considéré comme une caractéristique intrinsèque du sol lié à ses propriétés chimiques et physiques. Il est bien connu que certains types de sols sont plus sensibles que d'autres à l'érosion et cette sensibilité peut évoluer au cours du temps en fonction des traitements qu'on leur fait subir.

Il est l'érosion mesuré au bas d'une parcelle nue de référence par unité d'indice climatique et se calcule par la formule suivante :

$$K = \frac{E}{R \times SL \times 2,24}$$

où  $E$  est l'érosion en tonne/ha/an,  $R$  est l'indice d'agressivité climatique,  $SL$  le facteur topographique et 2,24 un coefficient nécessaire pour passer des unités décimales (T/ha) aux unités anglo-saxonnes (t/acre).

Wischmeirer, Johnson et Croos (1971) ont établi une Normographe permettant une évaluation rapide du facteur  $K$  d'érodibilité des sols.

## **La pente**

Elle intervient dans les phénomènes d'érosion du fait de son inclinaison, de sa longueur et de sa forme.

Tous les auteurs s'accordent pour reconnaître le rôle important de l'inclinaison de la pente. DULEY et HAYS (1933), NBAL (1938) ZINGG (1940), BORST et WOOD SURN (1949) ont montré que les pertes en terre croissent de façon exponentielle avec l'inclinaison de la pente.

$$[E = kP^{1,4}]$$

Et plus la pente est longue, plus le ruissellement s'accumule, prend de la vitesse et de l'énergie, ce qui se traduit par une érosion massive (en rigole).

Ainsi, en vue de l'utilisation pratique à grande échelle, Wischmeier et Smith (1960) ont proposé une abaque qui traduit à la fois les influences de la longueur et de l'inclinaison de la pente selon la formule.

$$SL = \frac{\sqrt{L}}{100} \times (0,76 + 0,53 S + 0,076 S^2)$$

dans laquelle L est la longueur de la pente exprimée en pieds (1 pied = 0,3048 m) et S est la pente en %.

SL est appelé facteur topographique.

## **Estimation des pertes de sols**

La quantification de l'érosion a débuté, il y a de cela une cinquantaine d'années. Beaucoup de formules ont été développées

et variables selon les milieux. Nous allons utiliser la formule de Wischneir qui est applicable en Afrique de l'ouest :

$$K = \frac{E}{R * SL * 2,24} \Rightarrow E = KxRxSLx 2,24$$

### Calcul des facteurs

- **facteur R** (indice de l'agressivité climatique).

D'après l'esquisse de la répartition de l'indice d'agressivité climatique annuel moyen en Afrique de l'ouest et du centre (Voir annexe 3) ; on adopte une valeur de R = 500.

- **facteur topographique SL**

Les levées topographiques effectuées au niveau d'un tronçon de 100 m de long sur le grand ravin nous donnent une pente moyenne de 3%. L'utilisation du graphique donnant les valeurs du facteur LS en fonction de la longueur et du pourcentage de la pente (Voir annexe 3) fournit une valeur de SL de 0,5.

- **facteur K** (indice d'érodibilité de sol).

Les résultats des essais d'identification du sol effectués au niveau du grand ravin nous ont permis avec l'aide du normographe de Wischmeier de déterminer le facteur K ; en effet pour :

35 % de limon (0,002 à 0,005 mm) + (0,005 - 0,01mm)

60 % de sable

0,5 % de M.O.

2 - structure : finement plyedrique

3 - perméabilité modérée.

On obtient  $k = 0,25$  (Voir Normographe de Wischmeier présenté en annexe 3).

Une valeur indicative de  $K$  est donnée par le tableau présenté à l'annexe 3.

Pour un pourcentage dominant de sable limoneux (loamy fine sand) et un pourcentage de  $M_o \leq 0,5 \%$ ,  $K = 0,24$

Avec les valeurs trouvées ci-dessus, nous obtenons une estimation de l'érosion.

$$E = 0,25 \times 500 \times 0,5 \times 2,24 = 140 \text{ t/ha/an}$$

Ce qui constitue un danger réel pour la ville de Nioro du Rip, d'où nécessité de trouver des solutions pour arrêter ou réduire les dangers d'érosion.

Le transport de solide assez intense au niveau du ravin, est à l'origine de l'ensablement du grand marigot qui était à l'exutoire.

## **CHAPITRE 6 : IDENTIFICATION DES SOLUTIONS**

### **6.1- ETUDE DE LA SOLUTION DE CONSERVATION DES EAUX ET DES SOLS**

Cette solution consiste à l'application des techniques de conservation des eaux et des sols (C.E.S) en amont de la ville de NIORO.

Elle devrait nous permettre de ralentir le ruissellement pour éviter les affouillements. Cette dissipation d'énergie favorisera l'infiltration et le dépôt de limon.

#### **6.1.1- CHOIX DE LA TECHNIQUE DE C.E.S**

Sans prétendre faire un exposé sur la CES permettons-nous de rappeler qu'il existe deux méthodes de conservation des eaux et des sols :

• Les techniques culturales qui regroupent :

- la méthode biologique

Elle permet d'augmenter le complexe argilo-humide du sol qui constitue un ciment pour les agrégats. Ce qui stabilise davantage la structure du sol, par conséquent une amélioration de la résistance à l'arrachement.

- Les procédés culturaux tels que le travail du sol qui favorise l'infiltration en augmentant la perméabilité, la culture selon les courbes de niveau qui ralentit le ruissellement car la couverture végétale constitue un obstacle.

### • Les méthodes mécaniques

Ce sont des méthodes qui consistent en la construction d'ouvrages qui retiennent l'eau totalement ou partiellement ou qui dévient tout simplement les écoulements vers des exutoires convenablement aménagés.

"Il n'existe pas de pratique de CES qui soit applicable partout" (5). La prise en compte des conditions locales est une nécessité.

### **6.1.2- APPLICATION DE LA METHODE MECANIQUE**

Il existe plusieurs types d'ouvrages qui ont été expérimentés à travers le monde :

- les fossés : ouvrages creusés à profil en U, de 0.25 à 0.80 m<sup>2</sup> ;
- les gradins : ouvrages creusés, de 1 à 2 m de largeur à profil en V ou très rarement en trapèze ;
- les levées de terre (ou diguettes en terre) : sortes de diguettes généralement de faible hauteur destinées à retenir l'eau. On les appelle aussi bourrelets.
- les banquettes ou fossés-ardos : Bande de terre de largeur réduite et constante comportant un fossé très évasé et un bourrelet installé sur versant et délimitant une bande de culture.

- les cordons de pierres : Alignement de blocs de cuirasse (2 à 3 rangées de pierres) d'une hauteur limitée à une seule pierre (soit 20 à 30 cm)
- la technique du Zay : Trous de 5 à 15 cm de profondeur et 15 à 50 cm de diamètre
- les demi-lunes : Trous de diamètre 1.0 à 2.5 m. La terre excavée est mise en dépôt à l'aval du trou, comme une banquette en terre.

### 6.1.2.1- CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Les ouvrages creusés tels que les fossés, les demi-lunes, le zay sont plus adaptés aux zones non cultivées.

Les gradins et les banquettes imposent une formation appropriée des villageois.

Les diguettes en terre (ou levés de terre) et les cordons de pierres conviennent pour les zones cultivées. Cependant les premières sont vulnérables si elles ne sont pas bien implantées ou réalisées et elles cassent aux points de concentration des eaux.

Par contre les cordons de pierres sont moins vulnérables aux débordements et à la rupture. De plus leur réalisation ne nécessite pas une main d'oeuvre qualifiée.

Donc, pour un aménagement intégré et pensé en fonction des ressources locales (humaines et matérielles) nous choisissons

comme type d'ouvrages les cordons de pierres ; un choix encouragé par la disponibilité du matériau dans toute la zone où la cuirasse latéritique très peu profonde, affleure à certains endroits.

### 6.1.2.2- LES CORDONS DE PIERRES ISOHYPSES

#### Rôle

Composé d'un alignement de blocs de cuirasse, les cordons de pierres isohypses partie des dispositifs utilisables sur les zones de ruissellement en nappe sur les passages d'eau encore peu marqués. Il doit :

- laisser filtrer l'eau ; comme de plus il est submersible, il ne sera pas emporté en cas de fortes pluies (contrairement ou diguette en terre) ;
- favoriser l'étalement de l'eau (laminage) et éviter la formation de ravineaux et rigoles ;
- diminuer la vitesse de l'eau et donc son énergie et provoquer le dépôt de particules de terre des graines et débris végétaux qui étaient transportés par le ruissellement ;
- permettre la rétention d'un faible quantité d'eau (long de quelques cm), son infiltration et donc le stockage d'un volume d'eau supplémentaire au niveau du cordon de pierre.

Remarque: Les pentes n'étant pas uniformes, les cordons isohypses peuvent présenter le désavantage de réduire l'espace

de culture dans les zones de fortes pentes. Ceci, à cause du fait que l'écartement entre deux cordons varie selon la pente directionnelle.

Il semble que les cordons de pierres sont plus adaptés pour la zone. Leur réalisation est facile et ils sont déjà expérimentés dans certains endroits du pays, notamment à Mont Rolland (Région de Thiès).

### 6.1.2.3- Conception du réseau de cordons de pierres

Beaucoup de modèles mathématiques ont été établis pour le calcul des éléments d'un réseau de banquettes.

Pour le calcul de l'écartement des ouvrages, nous avons

$$H = 0.305 \left( a + \frac{P}{b} \right) \text{ (Référence 1)}$$

\* la formule de RAMSER

Où P est la pente en %, a et b des coefficients qui tiennent compte des conditions climatiques ;

En Afrique Tropicale, pour des conditions (érosion) moins dangereuses,  $H = 0.305 (2 + P/3)$  (Référence 1) ;

\* la formule de SACCARDY-ALGERIE  $H^3 = 260p + 10$  (référence 1)

\* la formule de BUGEAT-TUNISIE  $H = 2.20 + 8 p$  (référence 1)

Quant à la longueur des ouvrages (L), on applique le principe d'égalisation du ruissellement de la partie amont au volume d'eau évacuée dans le cas des ouvrages de diversion. Et pour les réseaux à infiltration totale, il est supposé que le volume des retenues maximales des ouvrages est égal au ruissellement de pente des plus gros orages.

\* Calcul de l'écartement des ouvrages

En considérant les zones les plus pentues (Voir Annexe 6), on peut calculer l'écartement pour les différents types de formule citées ci-dessous :

Pentes	0.5	0.6	0.8	1	1.3	1.5	1.7	2
<b>Ecartement (m)</b>								
<b>RAMSER</b>								
$H = 0.305 (2 + P/3)$								
$E = H/\text{SIN} (\tan^{-1}p)$	132	912	86	71	57	51	46	41
<b>SACCARDY</b>								
$H^3 = 260p + 10$								
$E = H/\sin (\tan^{-1}p)$	449	377	287	233	183	160	143	124
<b>BUGEAT</b>								
$H = 2.20 + 8p$								
$E = H (\sin (\tan^{-1}p))$	449	375	283	228	177	155	137	118

\* H = Espacements (m)

\* E = Ecartements (mesuré selon la pente)

On constate que les modèles développés par SACCARDY (Algérie) et BUGEAT (Tunisie) sont cohérents car les conditions climatiques sont identiques dans les pays concernés. (Afrique du Nord).

Par contre les écartements sont surestimés par rapport à ceux donnés par le modèle de RAMSER, adapté en Afrique Tropicale.

Cependant, on ne doit pas appliquer ces modèles à la ville de Nioro appartenant à la zone soudano-sahélienne où l'érosion hydrique est plus dommageable. (couverture végétale plus faible, pluies intenses, sols moins riches en limons etc..).

C'est pourquoi, l'ISRA et le CIEH proposent des écartements plus faibles de 30 à 50 mètres dans les zones cultivées à faibles pentes (0,5 à 1,5 %) pour augmenter l'effet anti-érosif des ouvrages mécaniques.

#### \* Choix de l'écartement

L'ISRA propose un écartement de 30 à 50 m dans les zones cultivées à faibles pentes (0,5 à 1,5 %). Une telle pratique est compatible avec la culture attelée et s'adapte au parcellaire;

Ces écartements sont plus proches de ceux donnés par le modèle de RAMSER (Voir tableau précédent) pour des pentes variant de 1.3 à 2 %.

\* La longueur des cordons va de la longueur d'un champ à celle de la surface de ruissellement effective, compte tenu du fait que l'eau suit des directions préférentielles. Donc ce sera de manière pratique; lors de l'implantation, que l'on connaîtra la longueur exacte nécessaire.

## **6.1.2.4- CARACTERISTIQUES ET TECHNIQUES D'IMPLANTATION**

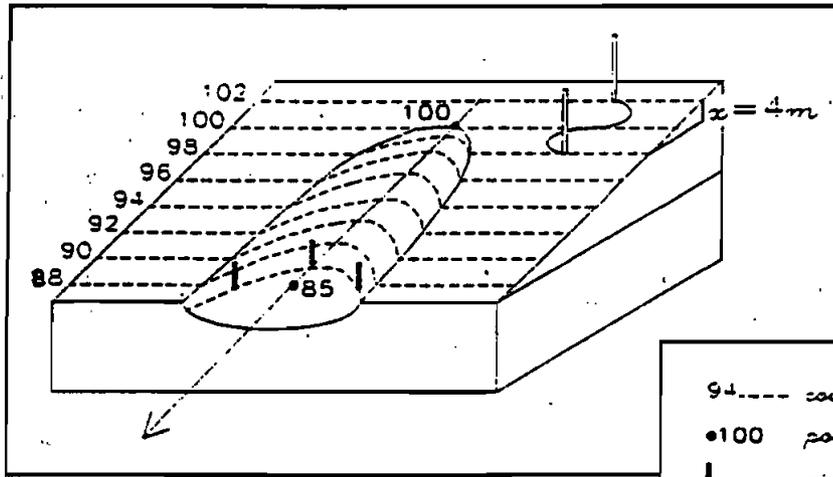
### **6.1.2.4.1- Disposition**

Les cordons de pierres doivent être implantés selon les courbes de niveau ou au moins perpendiculaires à la ligne de plus grande pente.

Sur le terrain, on fait d'abord un repérage des lignes de niveau à l'aide d'un niveau automatique, d'un niveau à eau ou d'un niveau A. Ces deux derniers sont plus adaptés dans le milieu rural car ne nécessitant pas une main-d'oeuvre qualifiée et pouvant être fabriqués localement. Cependant la durée d'implantation des courbes de niveau est plus longue. Elles sont matérialisées par des piquets. (Figure 6.1).

Parfois, il est utile de redresser les courbes de niveau au lieu de suivre les contours compliqués. On gagnerait sur une bonne délimitation des champs compte tenu des contraintes de la culture attelée.

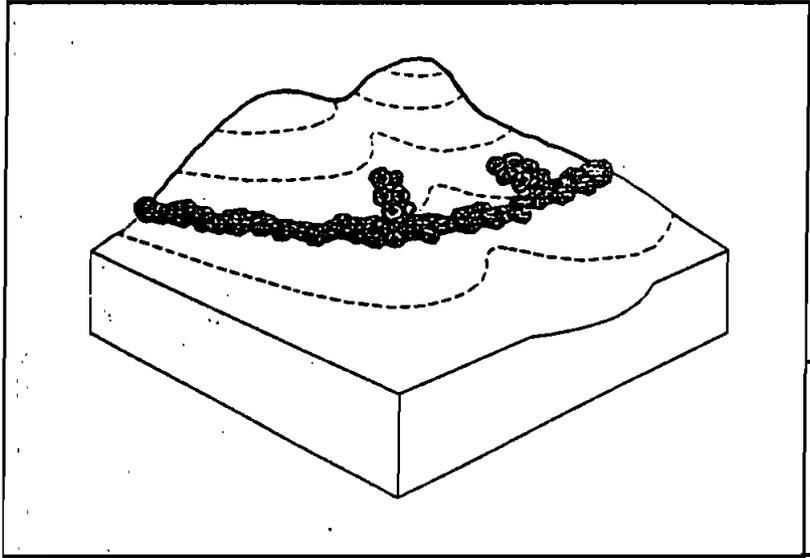
Toutefois, il faudrait prévoir des cloisons transversales en amont pour limiter les circulations latérales d'eau dues au redressement (différence de niveau créé longitudinalement) et au colmatage des cordons par les sédiments. (fig. 6.2).



94 --- courbe de niveau  
 •100 point côté  
 | piquet jalou

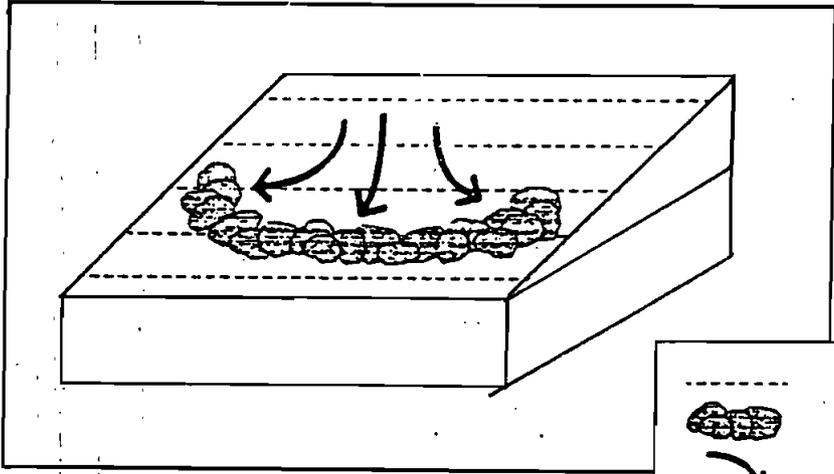
**fig. 6.1 : établissement des courbes de niveau avec un niveau à eau**

Source: D.P.S, ISRA. Collection fiches techniques



Cordons et cloisons  
 --- courbes de niveau

**fig 6.2 : redressement des courbes de niveau afin de respecter les contraintes culturelles**



--- Courbe de niveau  
 Cordons pierreux  
 ↘ ruissellement

**fig. 6.3 : extrémités anti-contournement**

Pour éviter aussi le contournement des cordons par le ruissellement, on met des cloisons en amont aux extrémité de ceux-ci (fig.6.3).

#### **6.1.2.4.2- Constitution des cordons de pierres**

Pour que ce type d'ouvrages puisse assurer pleinement son rôle de filtre et de dissipateur d'énergie, il est couramment utilisé des blocs de pierres de forme parallélépipédique de 20 à 30 cm de côté, aux bords arrondis.

L'eau sortant par les interstices des cordons avec des vitesses plus grandes qu'en amont (effet de Venturi), un problème d'érosion en aval pourrait se poser. C'est pourquoi, il est important de colmater avec des blocs plus petits et des cailloux pour assurer un effet diffuseur (fig. 6.4).

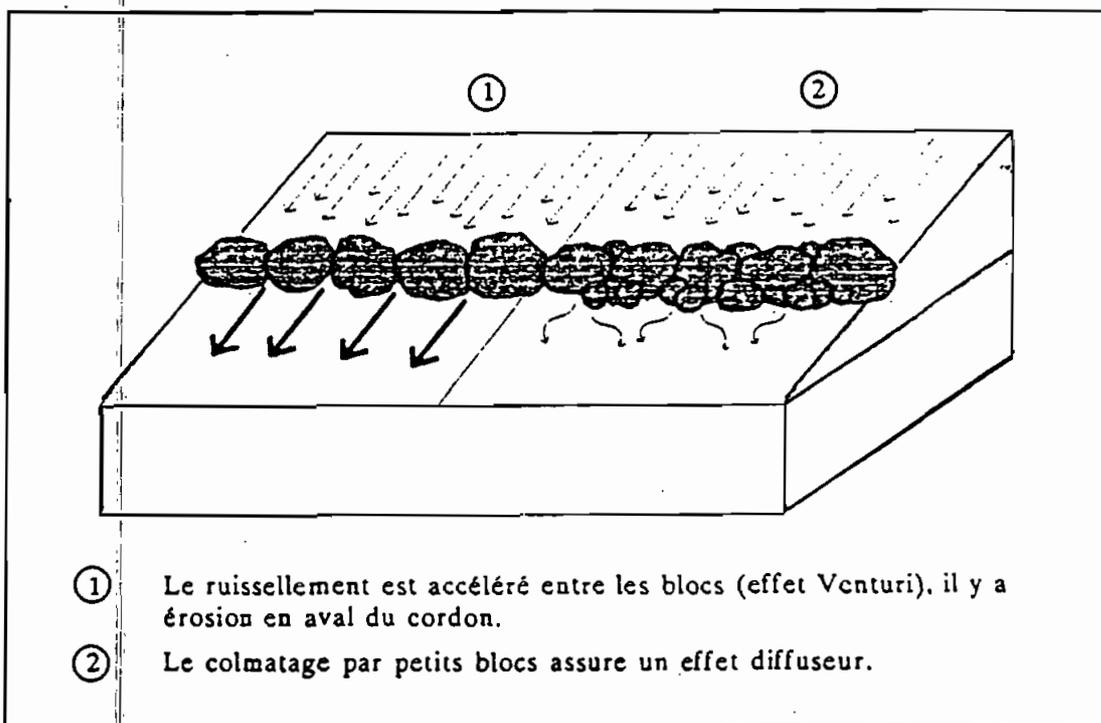


fig.6.4 . colmatage des interstices entre les blocs

Source: D.R.S, ISRA - Collection fiches techniques .

Il faudrait aussi assurer aux cordons de pierres une bonne assise pour que l'ouvrage soit efficace et durable. S'il arrive que l'on superpose plusieurs blocs pour avoir la hauteur nécessaire, il faudrait élargir la base pour assurer une stabilité suffisante. L'ISRA recommande un rapport hauteur/base de 1/2.

On peut aussi prévoir un léger ancrage pour que l'ouvrage soit davantage stable.

#### **6.1.2.4.3- Esquisse d'un plan d'aménagement global (Voir annexe 6)**

En observant la topographie de la partie du sous-bassin en amont de la ville (voir carte), on peut constater que, globalement les pentes sont faibles et irrégulières (0.33 à 2%). A cause de cette irrégularité, il serait très coûteux et irréaliste d'implanter des cordons de pierres partout.

C'est pourquoi, on a choisi comme zones à traiter celles où le ruissellement serait dommageable. Ainsi, quatre zones ont été retenues.

#### **\* Zone I, Pentes (0.6 à 1.5 %) :**

Un écartement de 30 m entre cordons est choisi pour être du côté de la sécurité puisqu'on est à la limite de la ville ;

#### **\* Zone II, Pentes(0.8 à 1.7 %) :**

on retient le même écartement étant donné que les pentes sont voisines de celles de la zone I.

\* **Zone III, Pentes (0,5 à 0.6 %) :**

un écartement de 50 m est retenu, le ruissellement étant moins fort à ce niveau ;

\* **Zone IV, Pentes (0,5 à 2 %) :**

Même chose que précédemment.

Remarque : Ceci ne donne qu'un plan d'aménagement global. Toutefois, il pourrait servir pour la confection d'un plan beaucoup plus détaillé à condition que l'occupation spatiale des terres cultivées soit connue.

Une bonne réalisation du réseau de dissipation passe par une organisation du chantier convenable et adaptée.

#### **6.1.2.4.4- Organisation du chantier**

On peut fractionner le chantier en 2 phases :

1ère phase : Marquage (ou piquetage des courbes de niveau) :  
Il doit être effectué par une main-d'oeuvre formée et encadrée.

2ème phase : Exécution des cordons  
Elle peut se décomposer en 3 séquences :

\* la collecte des blocs de cuirasse : extraction et mise en tas. Matériel requis : Pics, pioches etc...

\* le transport :

Matériel requis : charettes à boeufs pour les courtes distances, sinon un camion doit être prévu.

\* la mise en place des blocs de cuirasse.

Nota bene : La 2<sup>e</sup> phase peut commencer avant l'achèvement de la 1<sup>ère</sup>, car après le piquetage d'une ou deux courbes de niveau d'autres personnes peuvent exécuter les cordons (collecte, transport et mise en place des blocs).

D'après les informations tirées de l'ISRA, la main-d'oeuvre nécessaire est la suivante :

\* 1<sup>ère</sup> phase : 2 personnes suffisent pour le piquetage. Avec le niveau A, 100 m de cordons peuvent être marqués toutes les 15 mn.

\* 2<sup>e</sup> phase : la réalisation de 100 m de cordons a demandé 8 à 9 personnes par jour et 8 m<sup>3</sup> de matériaux pris à proximité du site sur une zone non cultivée.

#### **6.1.2.4.5- Estimation des longueurs de cordons et du volume de matériel nécessaire.**

• Zone entre courbe (25) et diguette en terre

La longueur moyenne des cordons pour chaque zone est estimée à l'aide du curvimètre.

Ensuite pour avoir la longueur totale de cordon sur toute la zone il suffit d'estimer le nombre de cordons connaissant l'écartement et une largeur moyenne pour la zone retenue;

Exemple : Zone entre courbe (30) et (35):

écartement = 30 m    largeur moyenne = 906.3 m

Nombre de cordons =  $\frac{906.30}{30} + 1 \approx 19$  cordons

Longueur moyenne = 1175 m

Soit une longueur totale de cordons de  $19 \times 1175 = 22325$  m

On arrive ainsi à estimer que la longueur totale de cordons pour l'ensemble des zones retenues est de 101 367 m de cordons.

Volume de matériaux nécessaires :  $\frac{101367}{100} \times 8 \approx 8110 \text{ m}^3$

A titre indicatif, pour une main d'oeuvre de 100 personnes,

$\frac{100}{8 \text{ (personnes)}} \times 8 \text{ (m}^3 / \text{j)} = 100 \text{ m}^3 \text{ de cordons/j}$  pourront être

réalisés avec 13 charettes. Il faudrait donc :

$$\frac{8110 \text{ (m}^3\text{)}}{100 \text{ (m}^3 / \text{j)}} = 81.10 \text{ jours}$$

On peut donc considérer que 3 mois suffiraient pour réaliser le projet avec une main d'oeuvre de 100 personnes.

#### 6.1.2.4.6- Efficience et limites des cordons de pierres isohypses

Le réseau de cordons a une bonne pérennité et est facile d'entretien.

En effet, une personne peut sur 1 000 m de cordons et pendant une demi-journée, remettre à leur place, les pierres déplacées au cours des passages des troupeaux.

Les cordons ont une efficacité qui s'améliore progressivement au cours du premier hivernage. On pourra observer en amont un dépôt de sédiments composés de limons et résidus organiques après colmatage des blocs. Ce qui favorise un redémarrage de l'activité biologique ayant pour conséquences avantageuses d'une part, une meilleure infiltration due aux galeries des termites et d'autre part une fertilité accrue à l'amont de chaque cordon.

Cependant le réseau manifeste ses limites dans le cas d'événements pluvieux exceptionnels. C'est pourquoi, il serait utile d'avoir une diguette en terre après le dernier cordon aval pour récupérer éventuellement les eaux excédentaires.

Toutefois pour qu'un tel réseau de défense soit efficace, il faudrait associer à cette méthode mécanique des techniques culturales de lutte anti-érosive.

### **6.1.3- Les techniques culturales**

Ce sont l'ensemble des pratiques des cultivateurs, dans leur façon de travailler la terre, visant à réduire ou même à éliminer si possible l'érosion hydrique.

On peut citer le travail du sol, la rotation des cultures, les procédés biologiques tels que les amendements (humifères et calcaires, organiques)

Les essais faits au laboratoire nous montrent que le sol est sablo-limoneux et dépourvu de matières organiques. L'examen visuel nous révèle en effet sa faible cohésion. En définitive, c'est le type de sol qui ne résiste pas à l'érosion hydrique.

Donc un traitement biologique en zone cultivée serait nécessaire pour une meilleure stabilité de la structure du sol par conséquent une meilleure résistance à l'arrachement des grains (effet du splash) et à leur entraînement (ruissellement).

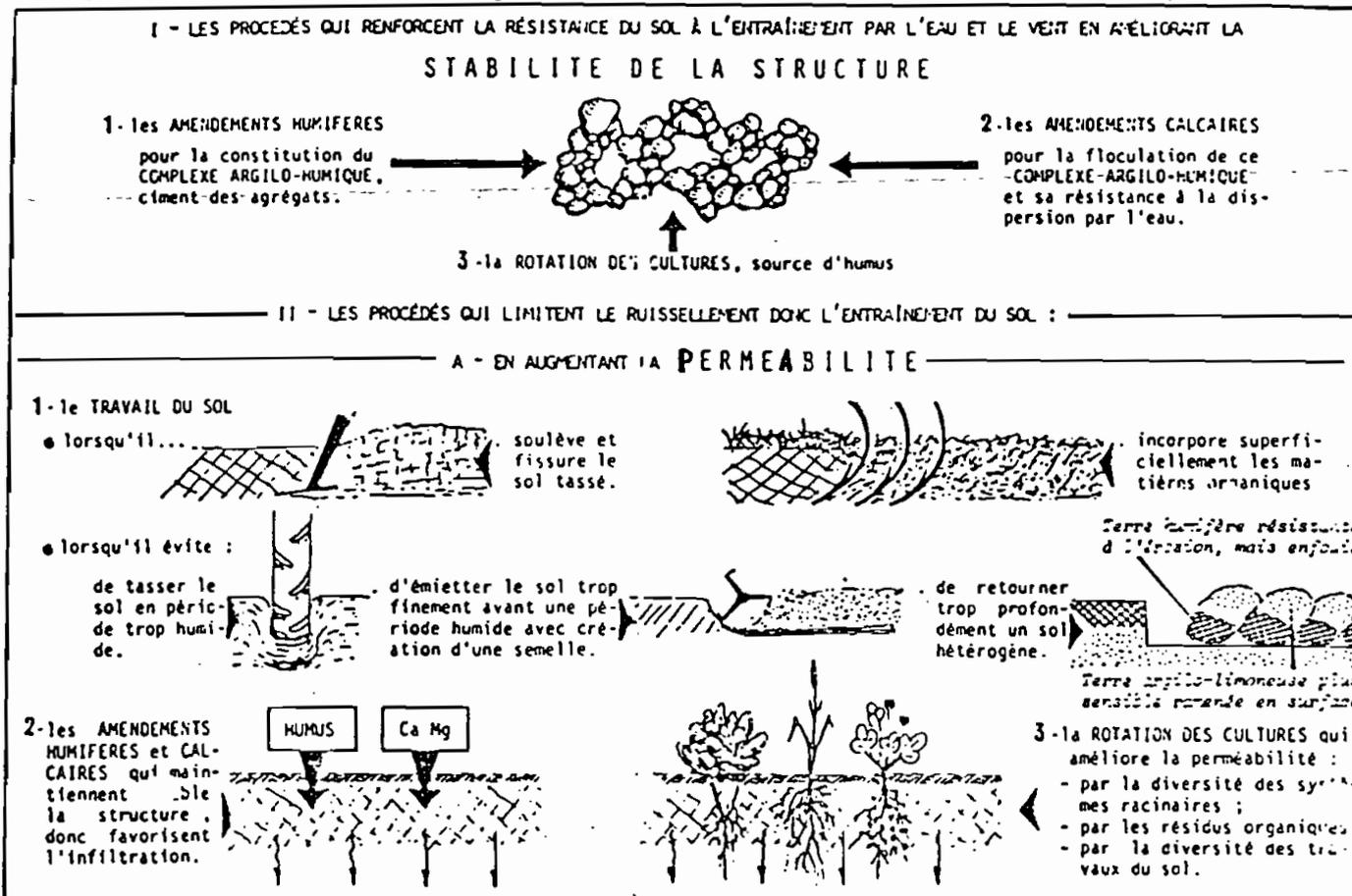
En effet, le renforcement du sol en matières organiques (humus) favorise la cimentation des agrégats en augmentant le complexe argilo-humique. D'où une meilleure stabilité de la structure.

En outre l'amendement calcaire favorise la floculation de ce complexe argilo-humique augmentant ainsi les poches vides entre grains (meilleure porosité d'interstice) d'où une meilleure perméabilité (figure 6.5).

La rotation des cultures doit aussi être appliquée car elle est source d'humus avec les racines mortes enterrées et augmente la

# LES PROCÉDÉS CULTURAUX DE LUTTE CONTRE L'ÉROSION DE LA PLUIE ET DU VENT

Des procédés à mettre en œuvre avant d'envisager des travaux anti-érosifs tels que terrassements, ou à employer en complément de ceux-ci.



53

Figure 6.5

Source: BAPIL Pierre, Notes de cours choisies choisies sur l'érosion et la conservation des sols.

perméabilité grâce à la diversité des systèmes racinaires et des travaux du sol qui lui sont rattachés (fig. 6.5).

On pouvait constater lors du prélèvement d'échantillon en amont du bassin versant qu'il y avait une battance du sol due à l'effet splash avec les dernières pluies de fin d'hivernage.

Le travail du sol devient donc incontournable car la perméabilité du sol en est améliorée par soulèvement et ouverture de la couche arable.

Il existe différentes techniques de travail du sol ;

- les labours à plat en courbes de niveau ;  
Ils réalisent des sillons isohypses ou perpendiculaires à la ligne de plus grande pente, très proches les uns des autres et constituant autant de retenues d'eau ;
- Les labours en billons ;  
Les billons sont allongés sur toute la longueur des champs et parallèles entre eux. Une absorption totale est favorisée quand le billonnage est cloisonné. En climat agressif les débordements sont à craindre ;
- le sous-solage  
La terre n'est pas retournée avec cette pratique. Elle est simplement attaquée en profondeur (jusqu'à 60 cm) à l'aide

de sous-soleuses attelées à des tracteurs moyens (35 à 70 cv selon la compacité du sol).

Dans des conditions où le labour peut être un facteur de dégradation du sol, le sous-solage peut lui être substitué (cas des terres légères).

Toutes ces techniques sont onéreuses parce que leur application nécessite l'utilisation de matériels lourds (tracteurs, niveleuse, etc...). Elles requièrent aussi une vulgarisation au niveau des paysans. C'est pourquoi, des techniques plus adaptées ont été proposées par les agronomes, notamment le travail du sol à la dent en sec en traction bovine et le sarclo-buttage de prélevée.

Avec le travail du sol en sec, une bonne rugosité de surface pour limiter le ruissellement des premières pluies est obtenue. Mais elle disparaît sur les sols mis en culture de manière continue.

Le sarclo-buttage plus efficace avec la culture de l'arachide, permet de lutter efficacement contre la circulation des eaux superficielles des pluies jusqu'à 30 jours après les semis. Cependant, son efficacité réside dans le respect de ce délai et dans son renouvellement annuel.

Aucun coût n'est enregistré avec l'application de ces deux techniques car le matériel du cultivateur suffira.

## 6.2- CONCEPTION D'UN CANAL À CIEL OUVERT CEINTURANT LA VILLE

(SOLUTION SIMPLE ET FACILE À METTRE EN OEUVRE)

Cette solution consiste à concevoir un canal à ciel ouvert qui a pour rôle de collecter les apports d'eau extérieure et de les drainer sans dommage vers les exutoires.

Ses avantages sont multiples. En effet :

- Il empêchera les eaux provenant de l'amont de la ville de traverser la ville autrement dit de protéger la ville contre ces dernières qui favorisent l'érosion.

Ainsi, la récupération des terres dégradées pourra être faite (remblai)

- La route transgambienne sera également à l'abri. Des renforcements pourraient être faits au niveau des talus qui sont totalement détériorés par submersion.
- Les eaux, une fois drainées vers le bas fond (l'exutoire), il sera possible d'obtenir une réserve d'eau. Il suffit d'aménager et d'imperméabiliser pour réduire les pertes d'eau par infiltrations. Cette retenue pourra servir dans l'irrigation des cultures (maraîchage, jardinage) et à l'abreuvement du bétail.
- La construction des ouvrages annexes tels que les ouvrages de franchissement va régler les problèmes de communication des localités environnantes.

En somme, cette solution permettra de protéger la ville contre les eaux, de récupérer les zones érodées, de faire bénéficier aux cultivateurs une retenue d'eau, de favoriser la communication entre populations. le canal aura une longueur de 6 km (voir plan de situation)

- Une telle solution a été faite au niveau de la ville de SIDI Ali NASR CHERAHINE (Algérie) qui était sous la menace des crues des oueds TKARROU BA et SAPHA. Un canal situé en amont de la ville et qui relie les oueds cités à l'ouest Kirch pour dévier le flot de crues. Un autre exemple est tout près de nous, il s'agit du canal situé juste à la sortie de l'Ecole.

Cependant notons qu'une intervention interne s'impose pour la collecte du ruissellement interne qui cause moins de dégâts. La conception d'un réseau de collecte interne ou l'étude pour la réhabilitation du réseau existant pourra faire l'objet d'un projet de fin d'études. Pour le moment la solution immédiate est d'intervenir à l'amont pour empêcher les eaux externes de traverser la ville.

### **6.2.1- DIMENSIONNEMENT DU CANAL**

C'est sur la base des équations d'écoulements uniformes que nous allons déterminer les dimensions du canal bien que dans la plupart des situations réelles ils ne soient pas uniformes.

Plusieurs critères vont être considérés ;

- des critères hydrauliques pour avoir une section minimale permettant d'évacuer le débit de projet considéré ;
- les caractéristiques mécaniques des sols en place pour assurer la stabilité des berges et les vitesses maximales permises pour éviter l'érosion et la sédimentation.
- des critères économiques pour minimiser les coûts d'excavation et de revêtement.

Nous allons traiter 2 cas de canaux :

- canal non revêtu (en terre)
- canal revêtu à surface stable.

- Un débit de 18 m<sup>3</sup>/s va être considéré comme débit à évacuer pour chaque tronçon du canal afin d'assurer l'uniformité des dimensions (Capacité maximale du grand ravin, débit s'approchant de celui trouvé par la méthode ORSTOM et de 50 % donné par la méthode CIEH).

Ce qui est sécuritaire, en fait, l'effet de laminage dû aux aménagements en amont de la ville va entraîner un débit plus faible à l'entrée du canal.

### 6.2.1.1- CANAL NON REVETU

L'exploitation des essais granulométriques effectués au niveau du bassin versant nous renseigne sur l'existence d'un terrain sableux.

Ainsi, pour assurer une bonne stabilité des pentes des berges la pente recommandée pour un terrain sableux est de 2:1 (voir tableau 6.2 présenté à l'annexe 5).

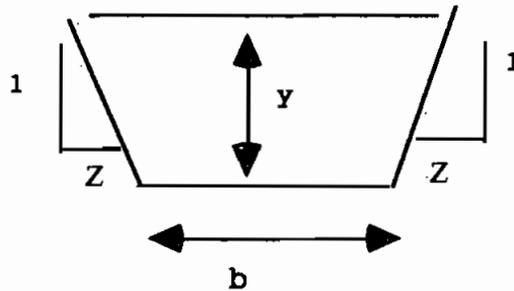
- \* La vitesse maximale pour éviter l'érosion est de 2,50 pi/s soit 0,75 m/s ;
- \* La valeur de manning pour un tel matériau est de 0.02.

d'après les données nous avons :

La section hydraulique suffisante pour évacuer un tel débit avec une vitesse maximale permise est de :

$$A = \frac{Q}{u} = \frac{18}{0,75} = 24 \text{ m}^2$$

Pour une section de canal trapézoïdal, l'aire A et le périmètre P sont donnés par :



$$\begin{cases} A = (b + Zy)y \\ P = b + 2y\sqrt{1 + Z^2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} b = \frac{A}{y} - Zy \\ P = \frac{A}{y} - Zy + 2y\sqrt{1 + Z^2} = \frac{A}{y} + (2y\sqrt{1 + Z^2} - Z)y \end{cases}$$

La section optimale est donnée par un périmètre mouillé P minimal, soit :

$$\frac{\gamma P}{\gamma y} = 0 \Rightarrow -\frac{A}{y^2} + 2\sqrt{1 + Z^2} - Z = 0$$

$$Z = 2 \Rightarrow \frac{A}{y^2} = 2\sqrt{1 + Z^2} - Z = 2,47$$

$$^2 y = \frac{A}{2,47} = \frac{24}{2,47} = 9,7 \text{ d'où } y = 3,1$$

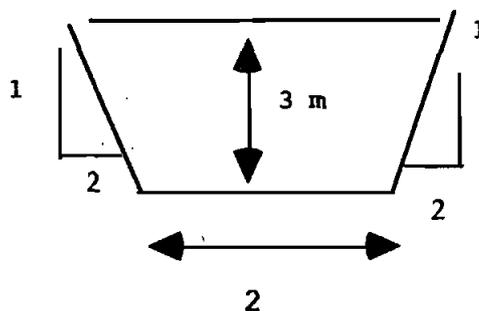
**On adpote  $y = 3 \text{ m}$**

$$b = \frac{A}{y} - Zy = \frac{24}{3} - 2 \times 3 = 2 \text{ m}$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + Z^2} = 2 + 2 \times 3\sqrt{Z^2} = 15,5 \text{ m}$$

Ainsi, un canal non revêtu de section ci-dessous :

$$T = b + 2yz = 2 + 2 \times 2 \times 3 = 14 \text{ m}$$



Soit un volume d'excavation de :  $V = AL = 24 \times 6000 = 144.000 \text{ m}^3$

$$S = \left[ \frac{nQ}{AR^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0,02 \times 18}{24 \times \left( \frac{24}{15,5} \right)^{2/3}} \right]^2 = 1,26 \cdot 10^{-4}$$

Une pente de  
devra être respectée.

### 6.2.1.2- Canal revêtu avec du béton

Pour un canal revêtu avec du béton, la vitesse maximale permise est de 2 m/s, la pente des berges recommandée est de 1 : 1 Le coefficient de Manning pour un tel revêtement est de 0,015.

Ainsi, on aura

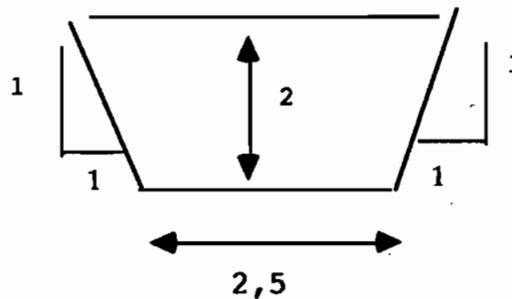
$$A = \frac{Q}{u} = \frac{18}{2} = 9 \text{ m}^2$$

$$Z = 1 \quad P \text{ minimum} \quad \frac{A}{y^2} = 2\sqrt{1 + Z^2} - Z = 1,83$$

$$\Rightarrow y^2 = \frac{9}{1,83} = 4,91 \Rightarrow y = 2,21$$

Soit  $y = 2 \text{ m}$   
 $b = 2,5 \text{ m}$

$$T = b + 2yz = 2,5 + 2 \times 2 = 6,5 \text{ m}$$



$$P = 2,5 + 2 \times 2\sqrt{3} = 9,42 \text{ m}$$

Soit un volume d'excavation de  $V = AL = 9 \times 60.000 = 54.000 \text{ m}^3$  et une pente de

$$S = \left[ \frac{nQ}{AR^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0,015 \times 18}{9 \times \left( \frac{9}{9,47} \right)^{2/3}} \right]^2 = 9,5 \cdot 10^{-4}$$

à respecter.

**NB** : La particularité du canal vient du fait qu'il est à adduction latérale de débit. Il n'est pas disposé dans la

direction des écoulements mais lui est perpendiculaire. Mais, soulignons que les faibles pentes de terrain notées à l'amont de la ville qui favorisent le ruissellement en surface offrent des vitesses d'écoulement faibles donc moins de risques d'érosion. L'apport des ruissellements se fait en petits ruisseaux. Néanmoins une couche protectrice devra être prévue au niveau de la berge amont jouant le rôle d'un déversoir.

- Nous voyons que le canal revêtu est plus sécuritaire que celui non revêtu mais le moins économique. Un compromis devra être trouvé dans ce sens, plus l'ouvrage est sûr, plus il est cher (Safety = Money).

### **6.2.1.3- DIMENSIONNEMENT DES PETITS OUVRAGES HYDRAULIQUES**

Nous entendons dans la dénomination "ouvrages annexes" les ouvrages constitués par les dalots ou les buses servant au franchissement du canal. Nous adoptons les dalots comme ouvrage de franchissement. En effet, ils sont recommandés en général pour des débits élevés (dépassant  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et ne nécessitent aucun remblai : une circulation à même la dalle peut être envisagée moyennant des précautions lors de la construction. Ils ne peuvent admettre qu'une faible épaisseur de remblai (de l'ordre de 1 ou 2 mètres), à moins d'être spécialement calculés pour les surcharges. Ces remblais sont à proscrire si la chaussée doit être revêtue.

Afin de déterminer ses dimensions, il convient de bien connaître les conditions dans lesquelles ils vont fonctionner et les diverses formes que peut prendre l'écoulement à travers ces ouvrages. On distingue 2 types de fonctionnement pour un petit ouvrage :

- la sortie est noyée : c'est-à-dire que le niveau de l'écran à l'exutoire immédiat de l'ouvrage dépasse le bord supérieur de l'ouvrage.
- la sortie est libre : c'est-à-dire que le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage est en dessous du bord supérieur de l'ouvrage.

Le type d'écoulement dans le cas de la sortie aval libre dépend alors du niveau amont. Certains auteurs affirment que si :  $H_1/D \leq 1,5$  l'écoulement sera à sortie libre.

D étant le diamètre s'il s'agit d'une buse circulaire ou la hauteur, s'il s'agit d'un dalot.  $H_1$  le niveau amont de l'eau.

Dans notre cas le niveau maximum de l'eau à l'amont de l'ouvrage est soit de 3 m pour un canal non revêtu, soit 2 m pour un canal revêtu. Si nous adoptons une hauteur de dalot de 2 m, nous avons dans tous les cas  $H_1/D \leq 1,5$ . Donc nous voyons que l'ouvrage fonctionnera à sortie libre.

### **DIMENSIONNEMENT PROPREMENT DIT**

Comme montré précédemment, l'écoulement au niveau de l'ouvrage sera à sortie libre. Les coefficients qui régissent ces types d'écoulement sont empiriques et aussi les calculs sont graphiques et s'appuient sur des courbes expérimentales.

A) si  $H_1/D \leq 1,25$  l'écoulement se fait à surface libre dans l'ouvrage après la formations d'une section de contrôle à l'entrée apparaissent les conditions de l'écoulement critique, le débit de l'ouvrage est donné par la relations générale :

$$Q = CS \sqrt{2g(H_1 - y)}$$

dans laquelle :

C est un coefficient dépendant de la forme de l'entrée.

$H_1$  est la hauteur d'eau en amont

y est la profondeur d'eau dans le dalot

S surface mouillée dans l'ouvrage.

Le régime critique à l'entrée confère au débit sa valeur maximum pour une valeur  $H_1$  donnée de la profondeur d'eau en amont. On démontre que :

$$Q = \sqrt{2gD^5} F(H_1/D) :$$

En adoptant les variables adimensionnelles

$$H_1 = H_1/D \quad \text{et} \quad Q = Q/\sqrt{2gD^5}$$

On obtient la relation  $Q^* = F(H_1^*)$

qui permet de récapituler toutes les valeurs expérimentales sous un nombre limité de courbes en regroupant les multiples paramètres sous les variables adimensionnelles ci-dessus définies.

b) si  $H_1 > 1,25 D$ , l'écoulement peut se faire à surface libre ou à section pleine (suivant  $H_1/D$  et la longueur de l'ouvrage), il se forme à l'amont une section contractée

semblable au passage d'une vanne de fond : le régime critique est atteint dans cette section et le débit est donné par :

$$Q = C'.S \sqrt{2g(H_1 - y)}$$

C' étant le coefficient de contraction à l'amont :

On démontre que cette relation se met également sous la forme :

$Q = \sqrt{2gD^5} \cdot G(H_1/D)$  ce qui permettra avec les mêmes variables adimensionnelles que ci-dessus, d'écrire :

$$Q^* = G(H_1^*)$$

Les résultats expérimentaux pour ce cas d'écoulement se regroupent sous des courbes qui prolongent les courbes  $F(H_1^*)$  du premier type d'écoulement.

### Remarques

1) Comme l'écoulement dans l'ouvrage se fait très souvent à surface libre, pour assurer une bonne évacuation des débits admis il faut que la pente de l'ouvrage soit égale ou supérieure à la pente critique.

2) La vitesse maximale permise est de 3 m/s.

Concernant les dalots, les variables adimensionnelles sont :

$$H_1^* = \frac{H_1}{D} \quad \text{et} \quad Q^* = \frac{Q}{A\sqrt{2gD}} = \frac{Q}{BD\sqrt{2gD}}$$

D, B respectivement hauteur et longueur du dalot.

Nous avons également  $H_1^* = F(Q^0)$  si  $H_1^* \leq 1,25$   
 $H_1^* = G(Q^0)$  si  $H_1^* > 1,25$

Ces relations expérimentales sont représentées sur les courbes des figures ci-dessous.

Nous adoptons le cas où l'ouvrage est muni de murs en aile faisant  $45^\circ$  avec l'axe.

Nous essayons en premier lieu deux dalots de hauteurs 2m. La largeur B est donnée tel que la vitesse  $V = Q/BD$  ne dépasse pas 3m/s. La profondeur d'eau en amont de l'ouvrage pour débit  $Q = 18\text{m}^3/\text{s}$  donne un débit par dalot de  $q = 18/2 = 9\text{m}^3/\text{s}$ . Pour  $V = 2 \text{ m/s}$  ;  $B = \frac{Q}{VD} = \frac{9}{2 \times 2} = 2,25$  prenons  $B = 2 \text{ m}$ .

$$\text{Ainsi } Q^* = q / A \sqrt{2gD} = 9 / 2 \times 2 \sqrt{2g \times 2} = 0,36$$

La courbe A de la figure 6.6 donnant alors  $H_1^* = \frac{H_1}{D} = 1,05$

soit  $H_1 = 2,1$  profondeur acceptable pour le cas de notre projet. Pour nous assurer si la vitesse de l'eau dans les dalots reste dans les limites admissibles, il faut passer d'abord par le calcul de la pente critique de l'ouvrage. Nous aurons ainsi :

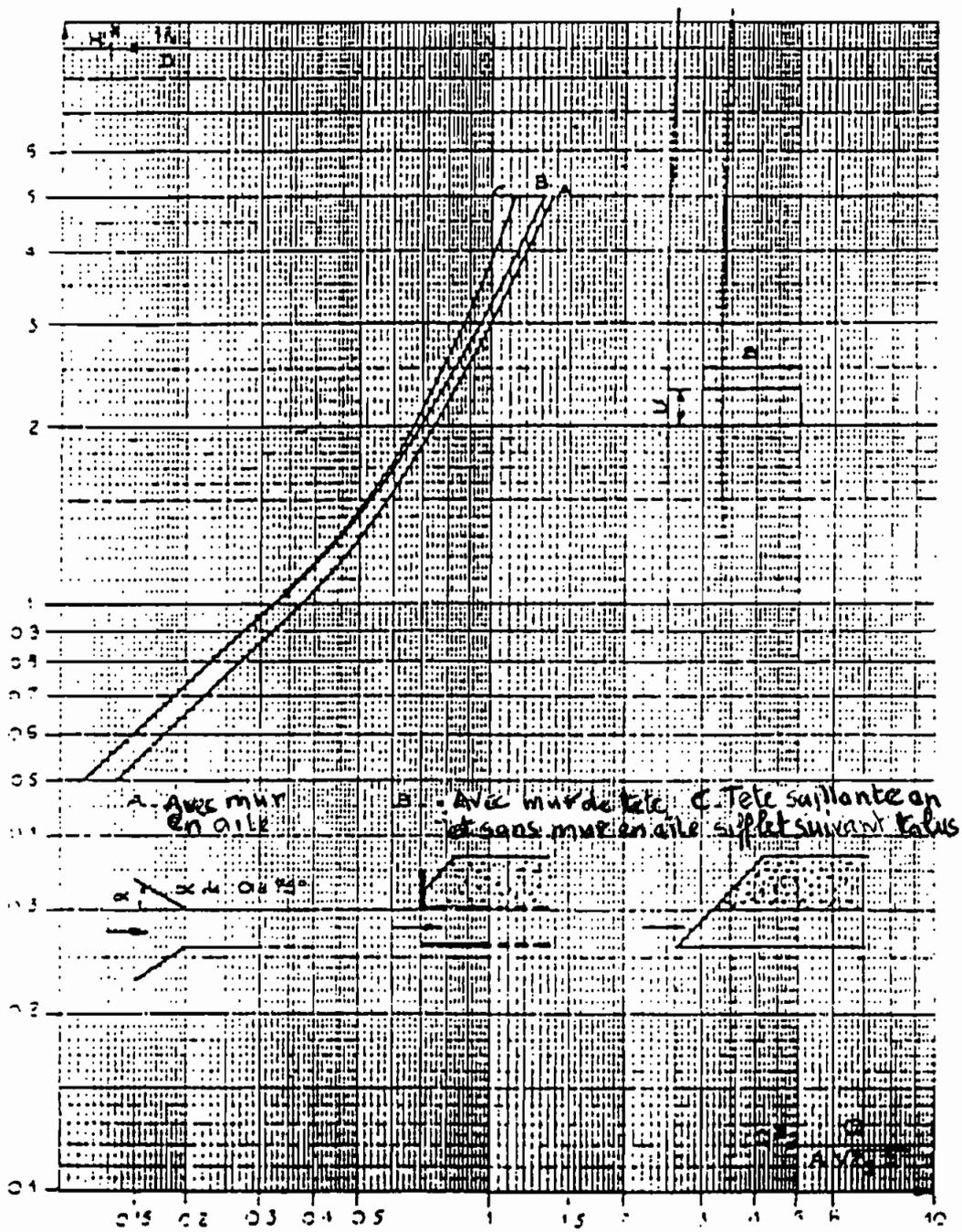


Fig. 5.6 : Sortie libre. Dalots rectangulaires.  
 Source : Référence 7 (hydraulique routière).

$$Q^* = 9 / \sqrt{gB^5} = 9 / \sqrt{9,8 \times 2} = 0,507$$

$$\text{d'où } I_c^* = \frac{I_c}{g/K^2 D^{1/3}} = 3,5 \Rightarrow I_c = 0,019$$

Il vient alors pour le calcul de la vitesse :

$$Q^* = 9 / KI^{1/2} \cdot B^{8/3} = 9 / 37 \times (0,019)^{1/2} \times 2^{8/3} = 0,28$$

$$V = V / 9 / KI^{1/2} \cdot B^{2/3} = 0,42 \text{ (courbe fig 6.7)}$$

d'où  $v = 3,35 \text{ m/s}$ .

Vitesse trop élevée pour être acceptable.

Prenons les dalots de  $2,5 \text{ m} \times 2$ , chacun débitant par conséquent  $9 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Nous aurons alors pour la profondeur d'eau en amont

$$Q^* = 9 / A \sqrt{2gD^2} = 9 / 5 \sqrt{2 \times 9,8 \times 2} = 0,288$$

Soit  $H_1^* = 0,96$  et  $H_1 = 1,92 \text{ m}$  acceptable pour le cas du canal revêtu.

La pente critique se calcule par l'intermédiaire de :

$$Q^* = 9 / \sqrt{gB^5}$$

$$= 9 / \sqrt{9,8 \times 2,5} = 0,29$$

$$I_c^* = 3,01 = \frac{I_c}{g/k^2 B^{1/3}} \text{ (courbe figure 6.8)}$$

d'où  $I_c = 0,016$  nous aurons ainsi :

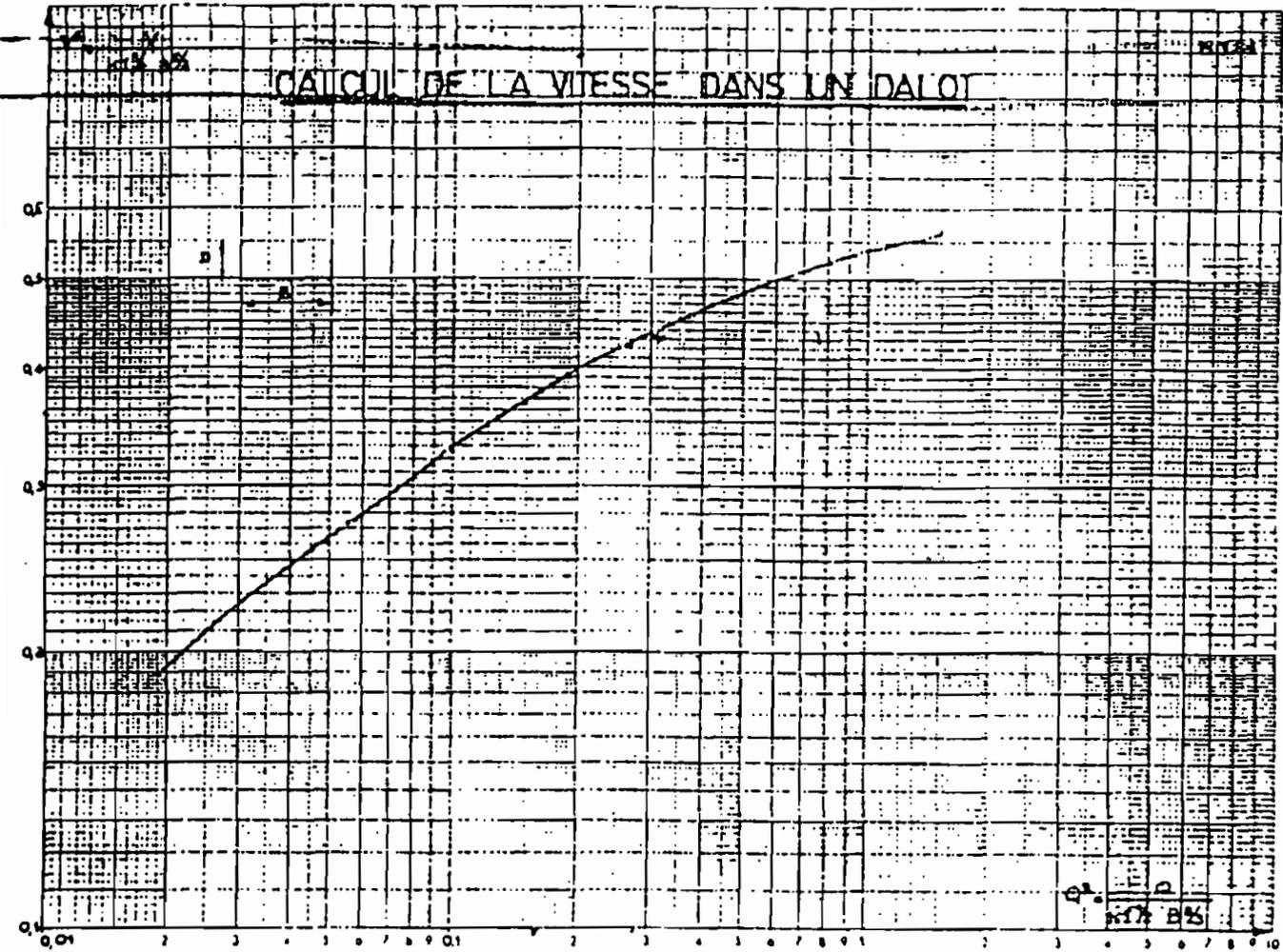


Fig 6.7 : Calcul de la vitesse dans un dalot.

Source : référence 7 (hydraulique routière).

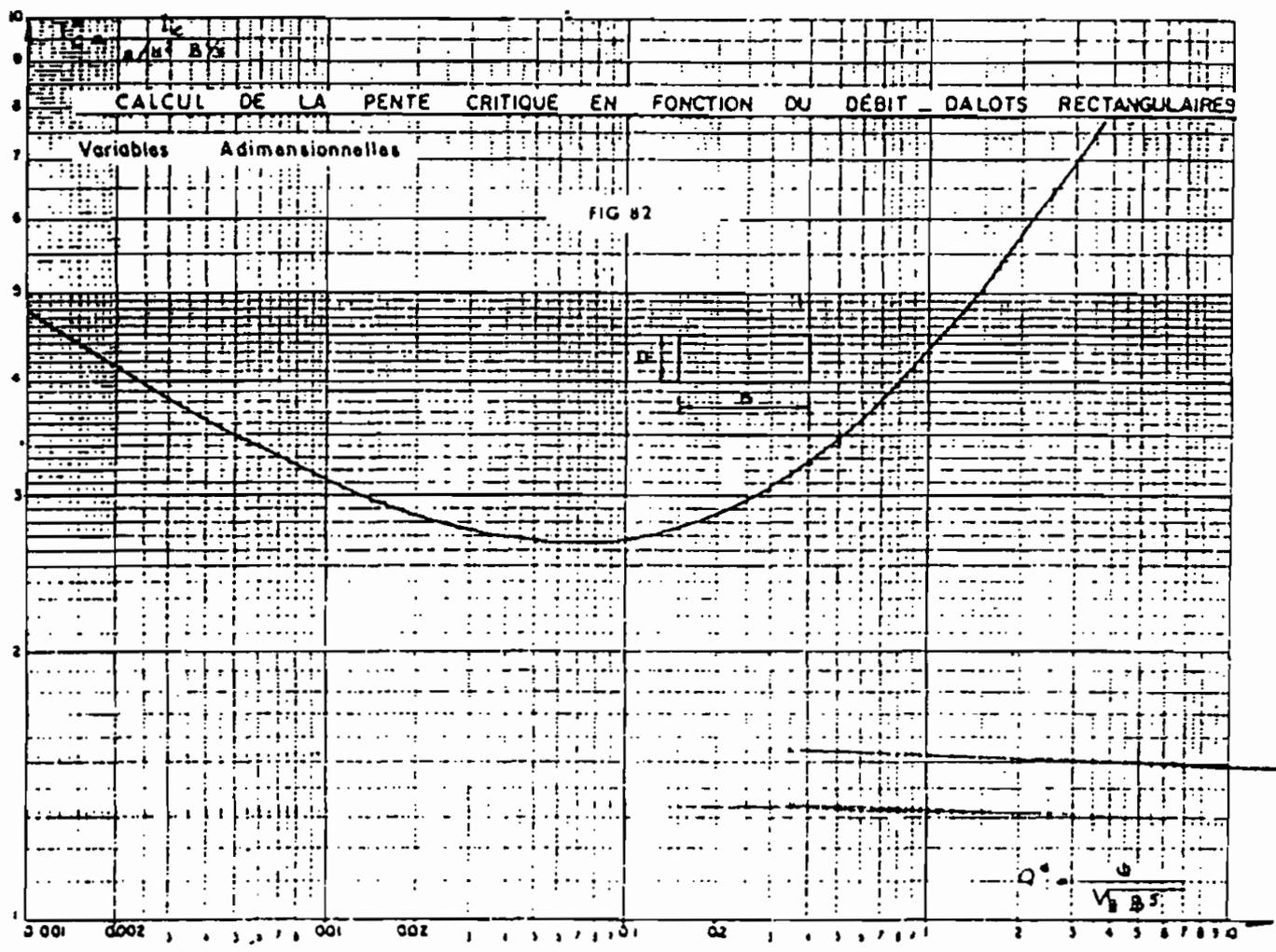


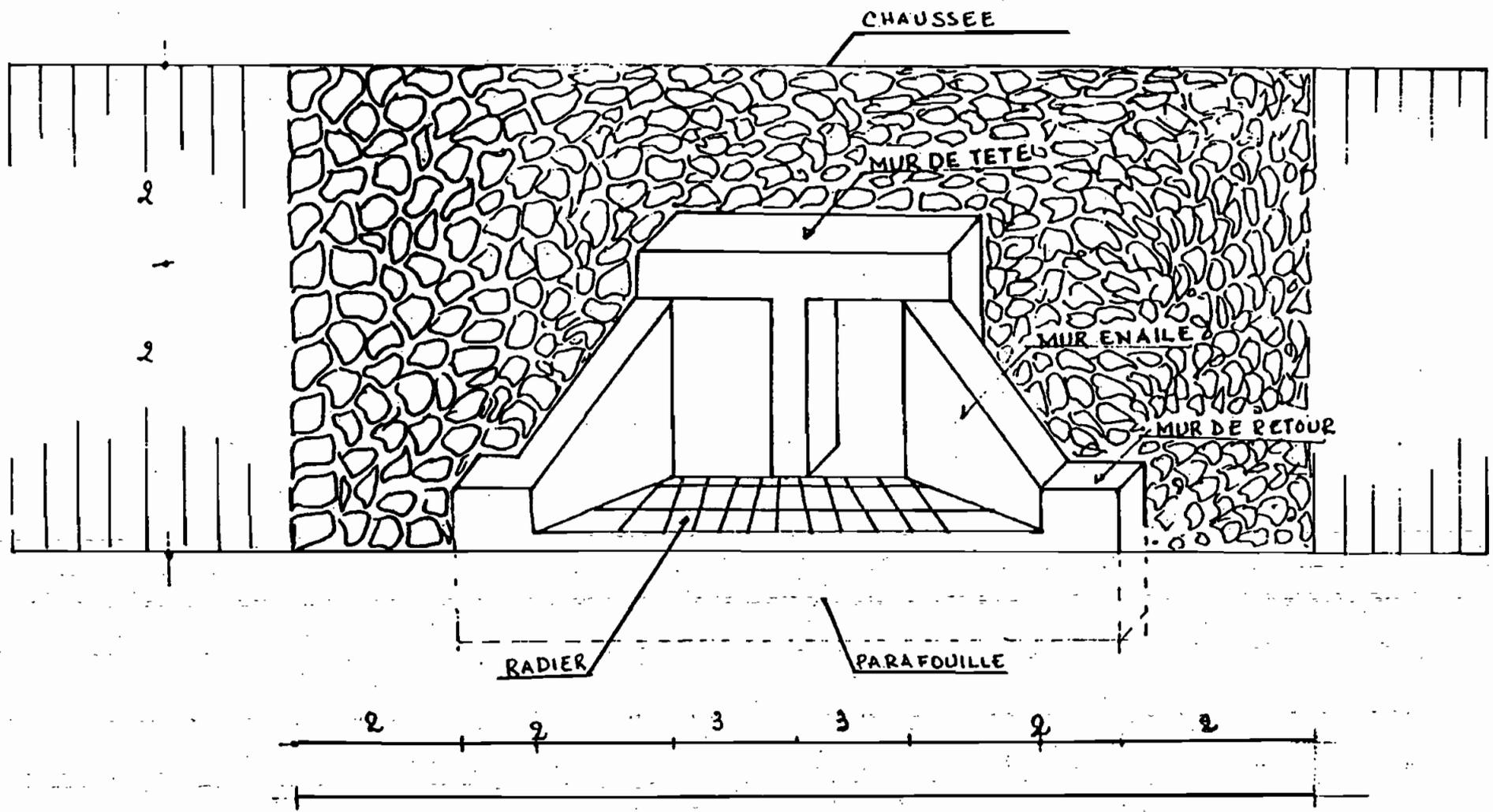
Fig 6.8 : Calcul de la pente critique en fonction du débit. Dalots rectangulaires.  
 Source : référence 7 (hydraulique routière).

# DALOTS EN PERRES

MACONNES

perspective

Route transgambienne : Nioro



### 6.2.3- Impact de la solution

Comme explicité tantôt, cette solution permettra de récupérer les zones dégradées, de sauvegarder les ouvrages existants (routes, sites historiques). Néanmoins, la présence d'eau stagnante au niveau du bas fond aura pour conséquence immédiate de développer des parasites multiformes. Le pulullement des moustiques est un danger à combattre pour protéger la santé des internes et de la populations environnantes.

Sur le plan sécurité, l'importance est de trouver un compromis entre l'argent et la sécurité. Le canal revêtu, offre une section plus sécuritaire mais le plus cher. Dans tous les cas, des barrières de sécurité vont être prévues au niveau des zones de franchissement (dalots, passerelles pétonnières etc).

\* Cette solution diminuera évidemment les possibilités d'accès à l'intérieur de la ville. Ces ouvrages de franchissement seront placés au niveau des zones les plus sollicitées.

## 6.2.4- Estimation financière

Composantes	Unité	Prix unitaire FCFA	Quantité	Estimation totale FCFA
<b>. Canal non revêtu</b>				
Excavation	m <sup>3</sup>	1000	144000	144000000
Béton armé pour ouvrages d'art	m <sup>3</sup>	200000	80	16000000
pierres maçonnés	m <sup>2</sup>	10000	245	<u>2450000</u>
<b>TOTAL</b>				<b>162450000</b>
<b>. Canal revêtu</b>				
Excavation	m <sup>3</sup>	1000	54000	54000000
Béton de revêtement	m <sup>3</sup>	50000	5656	282800000
Béton armé pour ouvrage d'art	m <sup>3</sup>	200000	80	16000000
pierres maçonnés	m <sup>2</sup>	10000	245	<u>2450000</u>
<b>TOTAL</b>				<b>355250000</b>

Un taux de 20% sera appliqué au total pour les imprévus (10%) et le contrôle des travaux (10%). Soit un total de **164 450 000 FCFA** pour le canal non revêtu, et de **355 250 000 FCFA** pour le revêtu.

Une troisième solution peut consister à associer les deux précitées.

### 6.3- PRESENTATION DE LA SOLUTION GLOBALE

Elle consiste à combiner le canal de ceinture au réseau de cordons de pierres associées aux techniques culturelles (travail du sol à la dent en sec, sarclo-buttage).

Ainsi comme explicité tantôt ; les réseaux de cordons de pierres permettront d'écrêter les débits ruisselés (effet de laminage) tout en favorisant une infiltration partielle et des dépôts de sédiments (limons), le canal de ceinture pour la collecte et l'évacuation sans dommage des débits résiduels vers les exutoires.

Cette solution est la plus adéquate avec les conditions locales. En effet, plus sécuritaire et économique (faible section du canal) , elle permettra à la fois de :

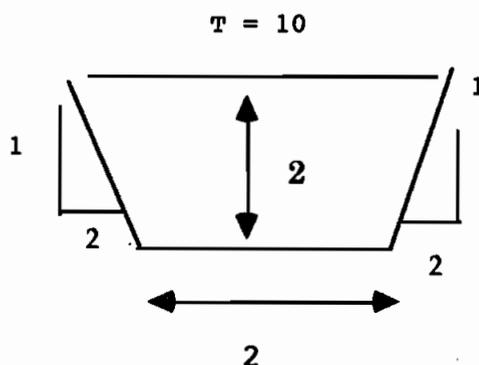
- \* protéger la ville contre les eaux de ruissellement provenant de l'amont, de récupérer les zones dégradées, de faire bénéficier aux cultivateurs une retenue d'eau pour l'abreuvement du bétail et l'irrigation, de favoriser la communication entre villages environnants.

- \* conserver une partie des eaux et des sols à l'amont de la ville, favorisant ainsi une amélioration des terres cultivables (augmentation de rendement) dans cette zone (riche en limons).

En ce qui concerne ses composantes physiques, la solution comprendra :

- 1 canal en terre dimension ( $b = 2$  ;  $y = 2$  ;  $z = 2$ ,  $T = 10$ ), soit un volume d'excavation de :  $8 \times 6000 = 48\,000 \text{ m}^3$  ;

Si nous parvenons à réduire de 50 % le débit, soit prendre  $9 \text{ m}^3/\text{s}$  comme débit de design du canal, nous obtenons un canal en terre de section suivante :



Ce qui nous semble sécuritaire.

- 3 dalots de  $3 \times 2$  : ils suffisent pour l'évacuation du débit. Ce qui entraînera une réduction du coût du canal de 50 %.
- des passerelles piétonnières ;
- des cordons de pierres à l'amont du canal (voir plan d'aménagement) associées avec des pratiques culturelles.

Pour les techniques de réalisation et les ressources à mettre en oeuvre une étude plus détaillée et des investigations supplémentaires devront être effectuées afin :

- \* d'avoir une idée sur le tracé optimal du canal ;
- \* de sensibiliser la population de Nioro et villages concernés (Keur Ndiaye, Keur Mody) du danger que constituent les eaux de ruissellement pour leur faire adhérer au projet (une main - d'oeuvre à bon prix) ;
- \* de trouver des carrières pour l'approvisionnement des matériaux de construction (on doit veiller à minimiser le coût des transports) ;
- \* de localiser les sites et les endroits pour l'implantation des diguettes, des ouvrages de franchissement (passerelles piétonnières) en minimisant les coûts d'expropriation etc.

## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Nous ne prétendons pas avoir trouvé une solution qui règle de façon définitive les problèmes dus aux eaux de ruissellement (érosion, évacuation) ; cependant nous avons tenté d'apporter une ébauche de solutions à ce phénomène. C'est ainsi que nous rappelons avoir retenu durant cette étude deux solutions :

- l'application des techniques de conservation du sol à l'amont de la ville de Nioro qui consiste en la réalisation de cordons de pierres associées aux techniques de travail du sol pour la dissipation de l'énergie des eaux de ruissellement et une plus grande infiltration ;
- la conception d'un canal à ciel ouvert ceinturant la ville pour collecter toutes les eaux de ruissellement venant de l'amont.

L'efficacité de la première solution dépend de la volonté et de l'implication de la population rurale (Niorois et villageois). Il faudrait sensibiliser les cultivateurs sur l'utilité de ces cordons de pierres quant à l'augmentation de rendement que cela implique.

Ainsi, avec la réalisation d'un fossé en terre chargé d'évacuer les eaux résiduelles, Nioro du Rip sera plus en sécurité face aux ruissellements et en même temps les diguettes en pierre seront plus rentables en amont.

En ce qui concerne le canal à ciel ouvert, il demeure le remède le plus efficace lorsqu'il s'agit d'empêcher les eaux de ruissellements destructrices de traverser la ville. Cependant cette solution ne permet pas de prévenir l'érosion en amont de l'ouvrage.

C'est pourquoi, pour une meilleure gestion des terroirs, il faudrait associer les deux solutions. Ainsi, le canal jouerait le rôle de fossé de dérivation des eaux excédentaires à la place de la diguette en terre citée précédemment.

Toutefois, pour optimiser les dimensions du canal (donc le volume d'eau excédentaire), nous recommandons de réaliser d'abord le réseau de cordons pierreux pour mieux apprécier son effet sur les débits ruisselés.

Une étude pédologique plus poussée permettrait de connaître les courbes d'infiltration des sols pendant l'hivernage, leurs carences en substances nutritives. Ainsi, grâce à un meilleur choix à planter en aval des cordons, l'application des procédés biologiques seraient plus rentable.

Il faudrait aussi faire des sondages pour savoir la profondeur de la cuirasse latéritique et son épaisseur. Ceci serait utile pour la réalisation du canal car un revêtement bétonné pourrait être supprimé dans les zones où la cuirasse est très épaisse.

Enfin, il serait profitable pour la ville de Nioro d'avoir une étude du réseau d'assainissement pour la collecte et l'évacuation du ruissellement interne.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- **Conservation des sols au sud du Sahara**  
République Française. Secrétariat d'Etat aux Affaires Etrangères  
- Techniques rurales en Afrique -, 1970.
- 2- - J.C.J VLAAR - **Techniques de conservation des eaux et des sols au Sahel**, Bulletin CIEH n° 34, 1993.
- 3- **Défense et Restauration des sols**  
ISRA - Collection Fiches Techniques, 1994.
- 4- BARIL Pierre, - **Notes de cours choisies sur l'érosion et la conservation des sols** - E.P.F.L 1988
- 5- **C.E.S dans les zones semi-arides**, Bulletin pédologique de la F.A.O, 1981.
- 6- ROOSE Eric : "**Erosion et ruissellement en Afrique de l'Ouest vingt années de mesures en petites parcelles expérimentales**" (Travaux et documents de l'ORSTOM), 1977.
- 7- TUU VAN NGUYEN : "**Hydraulique Routière**" République Française Ministère de la Coopération et du Développement - BCEOM , 1981.
- 8- PHNECHC. et CHABI GONNI D. "**Document pratique du CIEH**, 1984
- 9- RODIER J. A et AUVRAY C. "**Document pratique 2 Méthode ORSTOM**, 1965
- 10- **Topographie par méthodes photogrammétriques à partir de prises en vue aériennes**. Organisation pour la Mise en valeur du Fleuve Gambie, Jan. 1982 - Jan. 1983.
- 11- LECLERC A. "**Hydrologie de l'Ingénieur**", Notes de Cours 1.322 - EPM, 1971.

# **ANNEXE 1**

**Photographies de dégâts causés par les eaux de ruissellement**



Buse de faible capacité pour l'évacuation des eaux.

Route transgambienne menacée par les eaux (déterioration des talus).



Ravin 3: Profondeur 6m.

Stratigraphie du terrain



Maison menacée par un ravin.



Ravin profond de 3m.



Réseau d'évacuation des eaux détruit

Ravin 2: Profondeur 4 à 5M .



Classe éffondrée à cause des eaux de ruissellement.



Progression du ravin d2 menaçant les maisons.  
Destruction des conduites du réseau d'assainissement.



SITE HISTORIQUE: Ancien Camp (LE TATA) menacé par un ravin

:

La construction d'une nouvelle route a dévié l'écoulement

des eaux vers le site.



Exutoire : terres riches en argile utilisées pour la

maçonnerie



Exutoire: Flaques d'eau

Exploitation pour les cultures et bétail.



Maison menacée par l'élargissement du ravin n2



Mission catholique menacée par le ravin n1.  
Une tentative de protection a été effectuée (construction d'une murette)  
mais accuse une insuffisance.



Tentative de protection des maisons en implantant des pierres pour dévier l'écoulement.

# **ANNEXE 2**

**Etude Hydrologique**

## **PRESENTATION DES METHODES D'ESTIMATION de crue décennale**

Deux méthodes de prédétermination des crues décennales sont proposées :

- La méthode ORSTOM (Rodier et Auvray, 1965)
- La méthode CIEH (Puech et Chabi Gonnin)

### **LA METHODE ORSTOM (RODIER ET AUVRAY, 1965)**

Cette méthode s'applique théoriquement à toute l'Afrique de l'Ouest Centre (150 et 1600 mm de pluie annuelle) et pour des bassins dont la superficie est inférieure à 120 km<sup>2</sup> ou même à 200 km<sup>2</sup>. L'application de la méthode exige la connaissance de certains paramètres.

- La pluie décennale moyenne sur le bassin P10 ;
- Le coefficient d'abattement A ;
- Le coefficient de ruissellement décennal Kr10 ;
- Le temps de base Tb ;
- Le rapport  $\alpha$  du débit maximum sur le débit moyen.  
(coefficient de pointe) ;
- Un indice de relief R
- Un indice de perméabilité P.

#### **1 - LA PLUIE DECENNALE P10**

Elle indique la hauteur de pluie en un jour qui est égalée ou déposée une fois tous les 10 ans en moyenne sur le bassin. Elle est obtenue soit à partir d'une pluie décennale à un poste de référence P10, soit à partir des cartes de

pluies ponctuelle décennales publiées par le CIEH (Comité Inter - Africain d'Etude Hydraulique)

## 2 - LE COEFFICIENT D'ABATTEMENT A

C'est le coefficient de réduction qu'il appliquer pour passer d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne sur une surface donnée. Il est donné en fonction de la superficie du bassin.

$0 < S < 25 \text{ km}^2$  1

$25 < S < 50 \text{ km}^2$  0,95

$50 < S < 100 \text{ km}^2$  0,90

$100 < S < 150 \text{ km}^2$  0,85

$150 < S < 200 \text{ km}^2$  0,80

## 3 - LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT $Kr_{10}$

C'est le rapport du volume de ruissellement superficiel au volume précipité pour un événement de pluie-débit donné. Il dépend des caractères physiques du bassin et en premier lieu, de la couverture végétale, de la pente, de la perméabilité du sol et de la nature du réseau hydrographique.

Des services de graphiques ont été élaborées, en portant les coefficients de ruissellement en ordonnées, les superficies en abscisses logarithmiques tiennent compte du régime climatique, des classes de pentes et de perméabilité du bassin.

#### 4- LE TEMPS DE BASE $T_b$

Il exprime le temps compris entre le début et la fin du ruissellement superficiel. Pour des régimes donnés, des courbes de variation du temps de montée et du temps de base en fonction de la superficie ont été élaborées. Les classes de pentes sont considérées.

#### 5- LE COEFFICIENT DE POINTE $\alpha = \frac{\varphi \max}{M}$

Il est toujours fonction des facteurs géomorphologiques et de la couverture. On l'utilise pour tenir compte de la forme de l'hydrogramme. Il exprime le rapport du débit maximum ( $\varphi \max$ ) de l'hydrogramme de ruissellement unitaire et de débit moyen de la crue supposé uniformément réparti sur toute la durée du temps de base  $T_b$ . Des tableaux de valeurs donnant  $\alpha$  en fonction de la superficie et du régime climatique sont mises à notre disposition.

S	2 Km <sup>2</sup>	10 Km <sup>2</sup>	25 Km <sup>2</sup>	50 Km <sup>2</sup>	100 Km <sup>2</sup>
a	2,6	2,6	2,5	3	3,10

Les besoins de ruissellement particulièrement bien (spécialement les catégories R4P2 et R5P2) surtout entre les isohyètes 700 mm annuels et 900 mm annuels à la limites des régimes sahéliens et tropicaux, ont encore un temps de base assez long et une pointe de crue très aiguë, d'où une valeur de  $\frac{\varphi \max}{M}$  très élevée. Ainsi il semble prudent pour cette catégorie d'utiliser les chiffres suivants :

S	2 Km <sup>2</sup>	10 Km <sup>2</sup>	20 Km <sup>2</sup>	50 Km <sup>2</sup>	100 Km <sup>2</sup>
a	3	3	3	3,5	4

Pour les besoins tropicaux et tropicaux de tradition, on adopte pour  $\frac{\varphi \max}{M}$  la valeur de 2,5 sans risquer de très graves erreurs.

• Indice de relief R

Comme le relief est utile pour le ruissellement, les bassins ont été classés par leurs pentes transversales et leurs pentes longitudinales, on six (6) catégories caractérisées par un indice R :

R<sub>1</sub> correspond à des pentes extrêmement faibles, inférieures à 0,1 et 0,2 %

R<sub>2</sub> à des pentes faibles, inférieures à 0,5 % : ce sont les bassin de plaine

R<sub>3</sub> à des pentes modérées comprises entre 0,5 et 1 %  
Ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain

R<sub>4</sub> à des pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1 et 2 %, pentes transversales supérieures à 2% : zones des ondulations de terrain.

$R_3$  à des pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5 %, pentes transversales entre 8 et 20 % : Régions de collines.

$R_4$  à des pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 20 % : Régions de montagnes.

L'indice R peut être également calculé à partir de l'indice global de pente  $I_g$  tel qu'il sera présenté dans l'application de la méthode de CIEH. Une correction doit être appliquée sur  $I_g$  si la pente transversale est beaucoup plus forte que la pente longitudinale.

$$I_g \text{ cor} = \frac{I_g}{2} + \frac{I_t}{2}$$

$I_g \text{ cor}$  : indice de pente corrigé

$I_g$  : indice global de pente (longitudinale)

II : valeur moyenne de la pente transversale

Ainsi, pour passer de l'indice de pente corrigé, aux indices de relief, on établit les correspondances suivantes :

$R_6$  :  $I_g \text{ cor} = 60 \text{ m/Km (60 ‰)}$

$R_5$  :  $I_g \text{ cor} = 25 \text{ m/Km (25 ‰)}$

$R_4$  :  $I_g \text{ cor} = 15 \text{ m/Km (15 ‰)}$

$R_3$  :  $I_g \text{ cor} = 7 \text{ m/Km (7 ‰)}$

$R_2$  :  $I_g \text{ cor} = 3 \text{ m/Km (3 ‰)}$

• Indice de perméabilité P

L'estimation du coefficient de ruissellement dépend d'une grande partie à la perméabilité du sol : c'est ainsi Rodier et Auvray ont défini cinq (05) catégories de perméabilité :

- $P_1$  : bassins rigoureusement imperméables : besoins entièrement rocheux ou argileux, très rare dans la pratique.
- $P_2$  : bassins imperméables avec quelques zones perméables de faible étendue ou besoins homogène presque imperméables.
- $P_3$  : bassins assez imperméables comptant des zones perméables d'étendue notable ou besoins homogènes assez peu profonds.
- $P_4$  : bassins assez perméables tels qu'on rencontre en zone de composition granitique avec abondance d'arènes.
- $P_5$  : bassins perméables : sable en carapace latérique très fissurée.

Ces paramètres connus, le débit de crue decennale  $Q_{10}$  va être donné par la relation  $Q_{10} = Q_{\max} + Q$  de base ...

Dans la pratique on prend souvent  $Q$  de base = 0 en supposant qu'il n'y a pas d'écoulement hypodermique, ni d'écoulement souterrain. Ce qui équivaut de considérer :

$$Q_{10} = Q_{\max} = \frac{K_a K_r P_{10} S}{t_b}$$

## II-METHODE CIEH

Comme précédemment, la détermination du débit de la crue decennale par la méthode de CIEH, exige la connaissance de certaines paramètres :

S : surface versant Km<sub>2</sub>

Pan : pluie annuelle moyenne en millimètres

Ig : indice global de pente

éventuellement Kr<sub>10</sub> coefficient de ruissellement décennal (%)

• La pluie annuelle par mm

Elle est déterminée à partir des cartes élaborées par CIEH qui donne les isohyètes des pluies, ou à partir des relevés pluviométriques connus sur le bassin versant.

• Indice global de pente Ig

Pour sa détermination, nous établissons d'abord la courbe hypsométrique du bassin versant qui donne le pourcentage de la superficie S du bassin versant situé au dessous d'une altitude donnée H, en fonction de cette altitude H.

Ensuite nous déterminons les dimensions L et l du rectangle équivalent dont le périmètre P et la surface sont identiques à ceux du bassin versant considéré.

$$L = \frac{P}{4} + \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - S} \quad l = \frac{P}{4} - \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - S}$$

L'indice global de pente  $I_g$  est défini par le rapport  $I_g = \frac{\Delta H}{L}$  où  $\Delta H$  (m) est la dénivelée entre l'altitude telle que 5 % de la superficie du bassin située au dessus et celle telle que 5 % de la superficie située au dessous (voir courbe dessus).

### COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT DECENNAL $K_{r10}$

Sa détermination n'est nécessaire que dans les zones à fortes pluviométrie (zone humide  $P_{an} > 1200$  mm). Elle peut être utile dans les zones intermédiaires ( $500 < P_{an} < 1200$ ). Dans ce dernier cas plusieurs estimations contradictoires sont suggérées :

- estimation directe sans connaissance de  $K_{r10}$
- estimation avec la connaissance préalable de  $K_{r10}$ .

Les résultats de calculs de cette méthode sont soit présentés sous forme d'équations, soit traduits en abaque. Les auteurs ont distingué 2 cas :

- on ne connaît pas du tout le coefficient de ruissellement décennal. La meilleure équation est alors :

$$Q_{\max} = a S^b \cdot I_g^c P_{an}$$

- avec  $Q_{\max}$  = débit décennal  
 $S$  = superficie ( $\text{km}^2$ )  
 $I_g$  = indice global de pente (m/km)  
 $P_{an}$  = Pluie moyenne annuelle (mm)

$a, b, c, d,$  = coefficients numériques déterminés par les auteurs

- On peut estimer le coefficient de ruissellement décennal à partir de la pluie annuelle  $P_{an}$  et de la géologie du bassin ce qui est assez risqué. L'équation est la meilleure que la précédente

$$Q_{max} = a S^b \cdot I_g^c K_r^d$$

$K_r$  : estimation du coefficient de ruissellement décennal (%)

Les formules suivantes permettent d'avoir une idée sur sa valeur

Type de sols	Estimation de $K_{r10}$
Granites	$K_1 = 2300 P_{an}^{-0,67}$
Grès	$K_2 = 300 P_{an}^{-0,375}$
sables	$K_3 = 2.10^7 P_{an}^{-2,2}$
Argiles + Marnes	$K_4 = 300 P_{an}^{-0,3}$
Schistes	$K_5 = 370 P_{an}$

Remarques : On retiendra un coefficient  $K_{r10}$  calculé au prorata des différents types de sols constituant le bassin versant. Si l'on appelle  $a_i$  le pourcentage de sol le type  $i$ , le coefficient de ruissellement est alors :  $K_{r10} = \sum_i a_i K_i$

- Utilisation des abaques

Les équation présentées précédemment, sont traduits en abaques. Elles sont établies avec différents découpages en

zones géographiques suivant les isohyètes annuelles et suivant les pays ou groupe de pays (ex : A01 : bassin situé en Afrique de l'Ouest et Pan  $\leq$  1200 m).

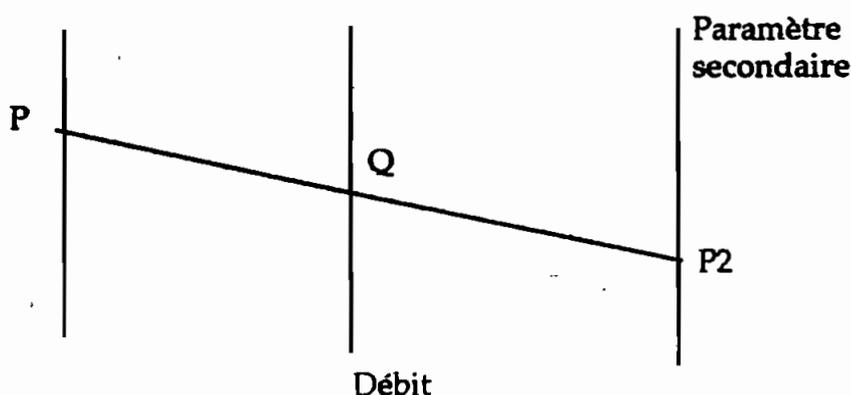
Connaissant les paramètres de base (Ig, S, Pan etc...), le ou les groupements (symbole) correspondant au bassin étudié, nous nous rapportons aisément aux abaques désignés pour faire une estimations du débit décennal. Les abaques sont à 2 ou à 3 paramètres.

#### Abaques à 2 paramètres

-choisir la ligne de lecture du débit correspondant au groupement retenu ;

- joindre par une droite les points représentatifs des valeurs de base (P1 - P2). L'intersection avec la valeur verticale correspondant au groupement choisi donne le point solution (Q)

- Paramètre primaire (surface)



### Abaques à 3 paramètres

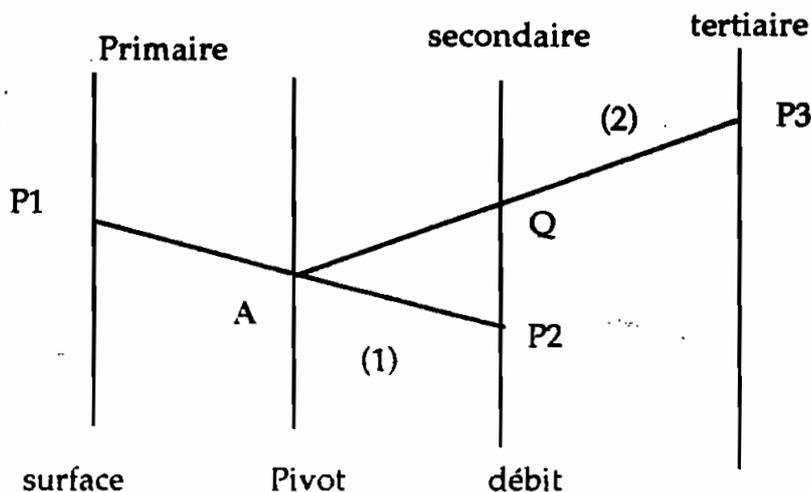
Le groupement choisi détermine d'une part une ligne pivot, d'autre part une verticale de lecture du débit.

- joindre par une droite le point représentatif du paramètre P1 (axe surface) à celui du paramètre secondaire P2. l'intersection avec la ligne pivot donne un point note A sur le schéma ci-dessous.

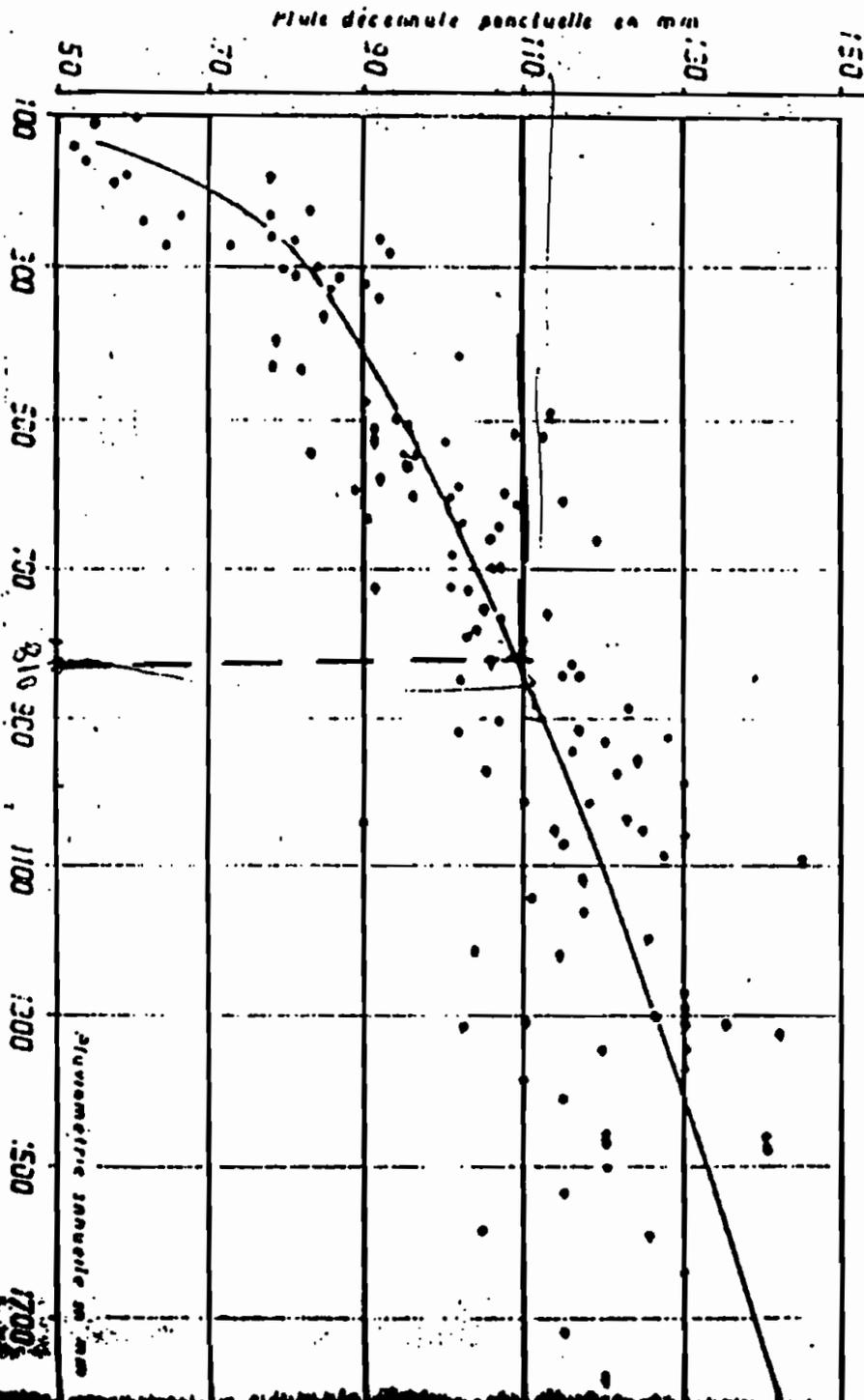
- joindre ce point (A) au point représentatif du paramètre tertiaire P3. l'intersection avec la ligne choisie de lecture du débit nous donne le point de solution.

(Q10)

**NB** : l'axe du paramètre primaire est celui qui est proche du bord gauche de l'abaque (axe surface), l'axe tertiaire est proche du bord droit tandis que l'axe secondaire est intermédiaire entre les précédents.

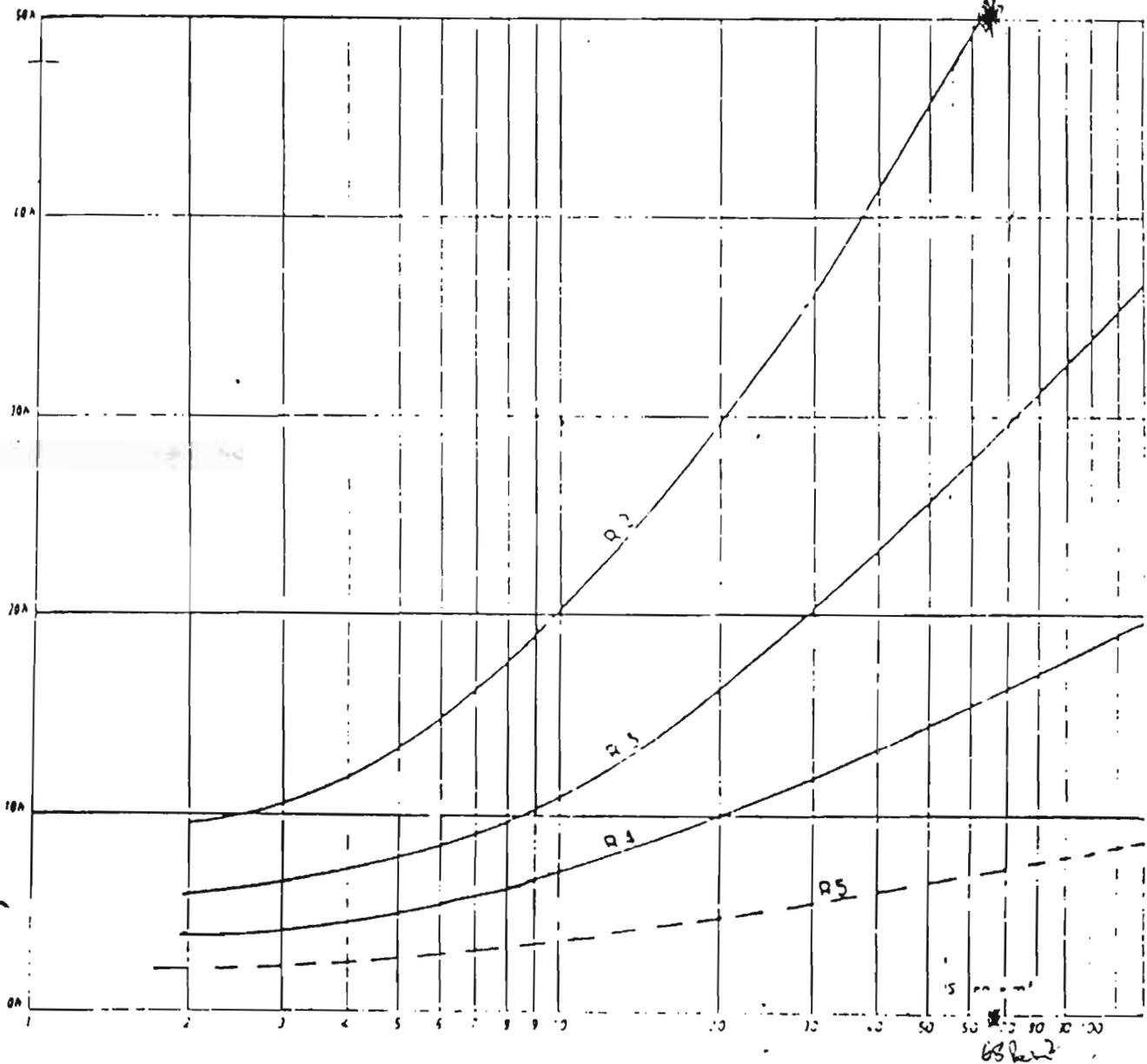


Gr. 1 - Précipitations décennales de 24 h en fonction de la hauteur des précipitations moyennes annuelles.



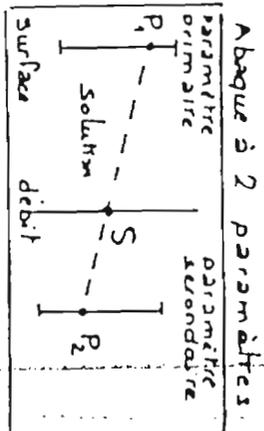
Gr. 3

Temps de base en fonction de R et de S  
RÉGIMES TROPICAUX ET TROPICAUX DE TRANSITION



# ABaque DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

Abaque A

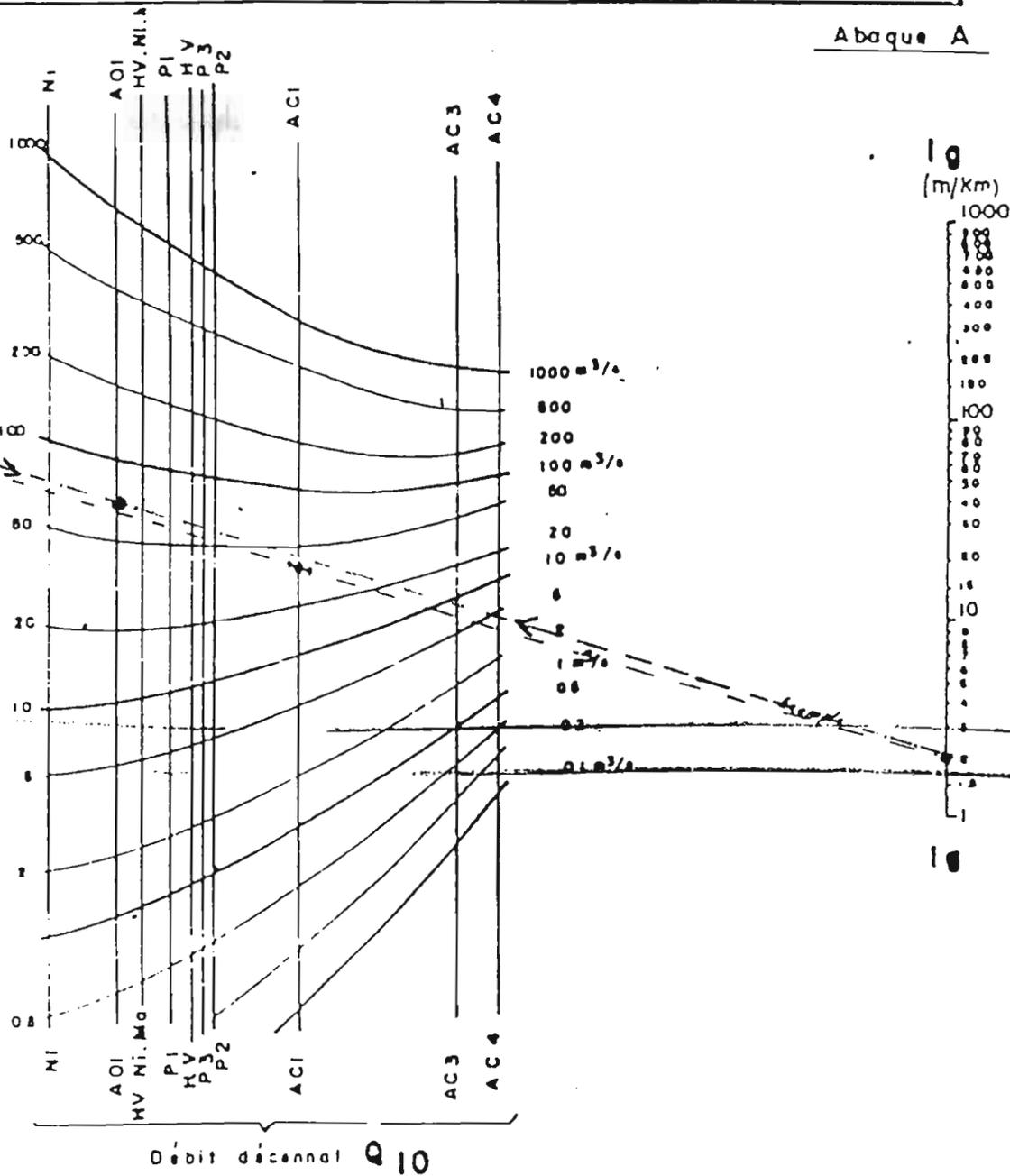


Surface

(km<sup>2</sup>)  
1000



Surface





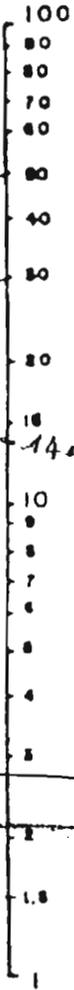
Surface

(km<sup>2</sup>)

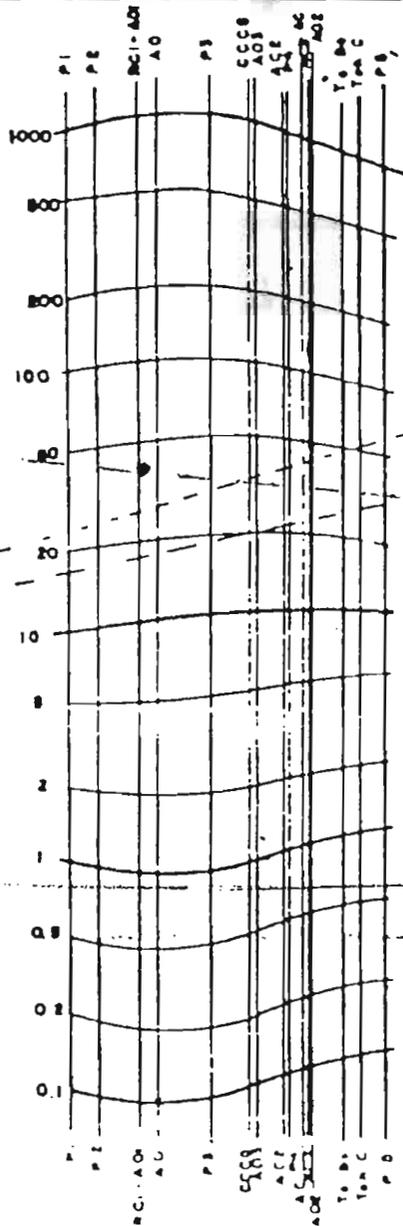


Surface

Kr<sub>10</sub>  
(%)



Kr<sub>10</sub>



Débit décennal Q<sub>10</sub>



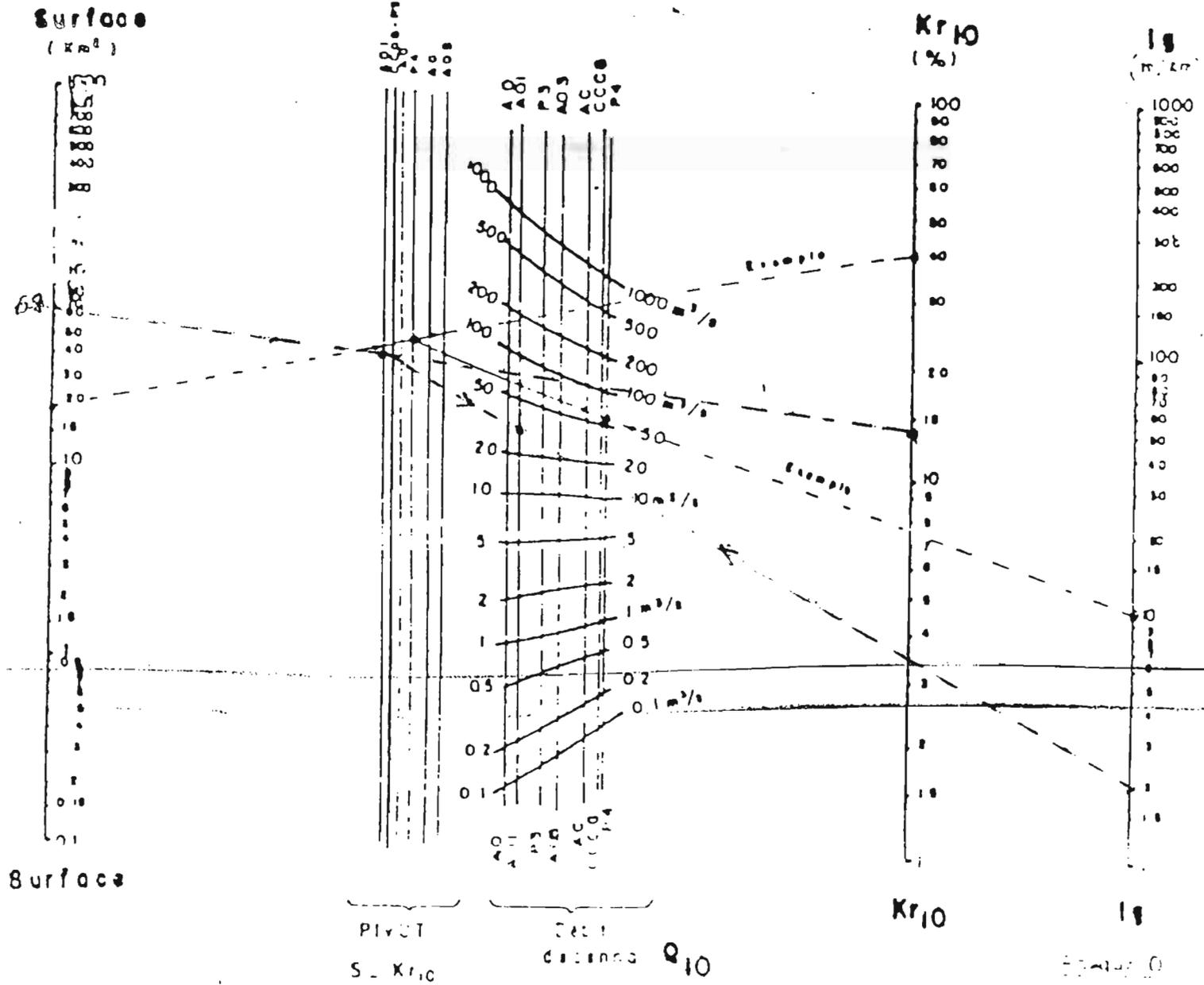
Exemple 1  
Kr<sub>10</sub> = 80%

Exemple 2  
Kr<sub>10</sub> = 20%

14243

Abaque C

ABAUQUE DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

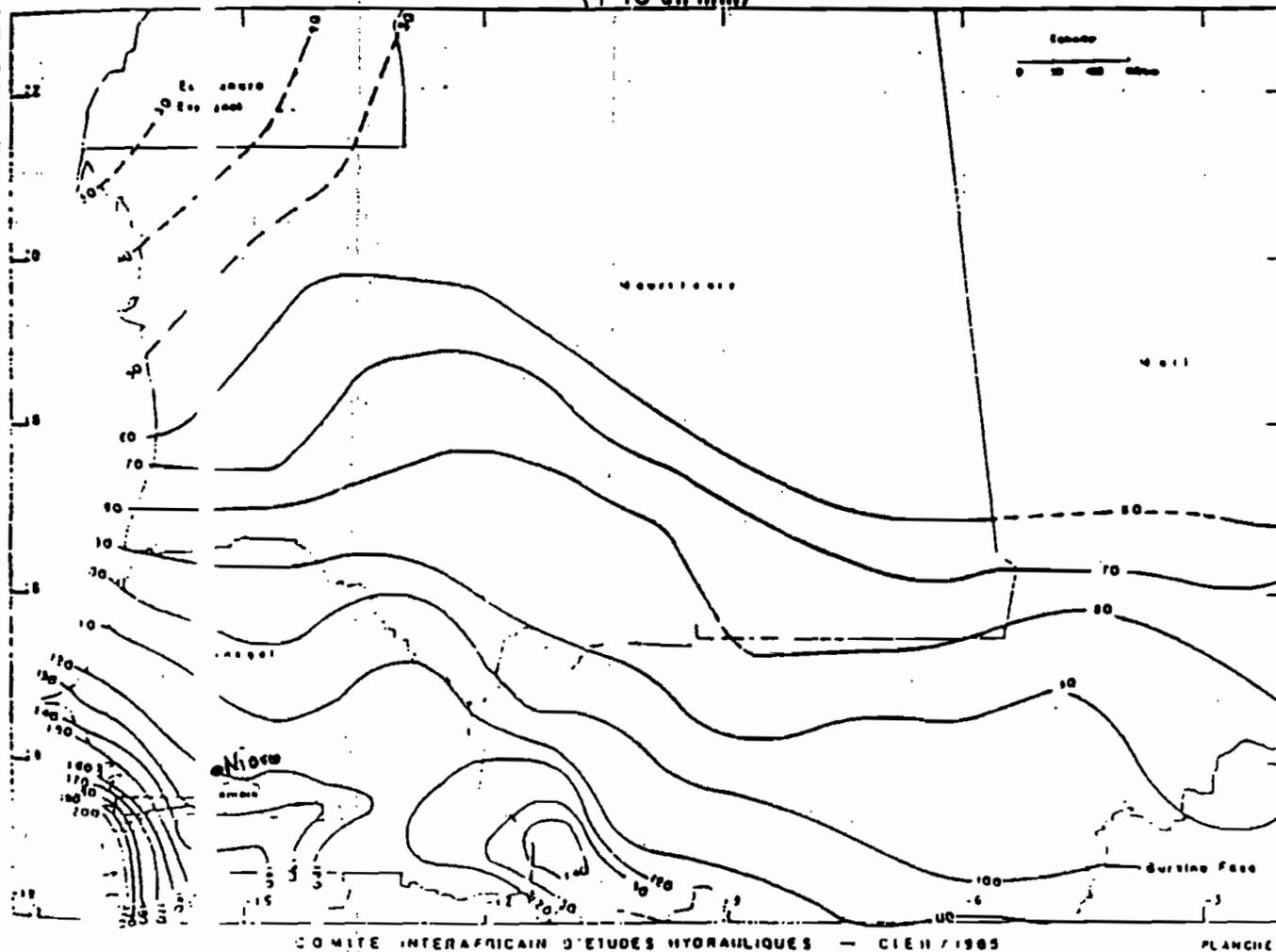


ABACUS DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

ISOHYETES DES PLUIES JOURNALIERES DE FREQUENCE DECENNALE  
(P 10 en mm)

DES PLUIES JOURNALIERES

DE FREQUENCE DECENNALE



# **ANNEXE 3**

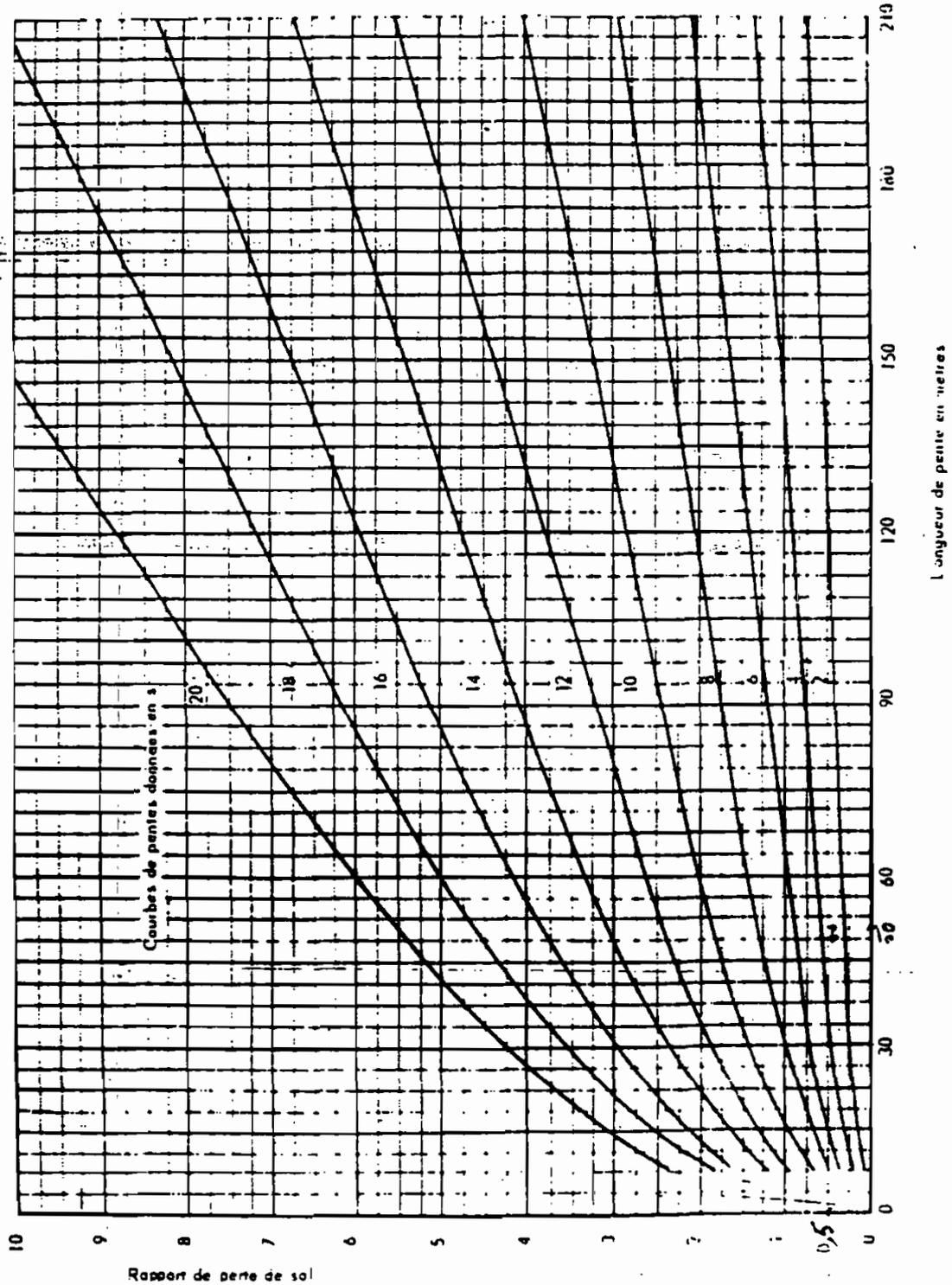
**Estimation des pertes de sol**



PLANCHE 3

EQUATION UNIVERSELLE DE WISCHMEIER

GRAPHIQUE DONNANT LES VALEURS DU FACTEUR  $K_s$   
 EN FONCTION DE LA LONGUEUR ET DU POURCENTAGE DE LA PENTE  
 (référence 31)



26.9

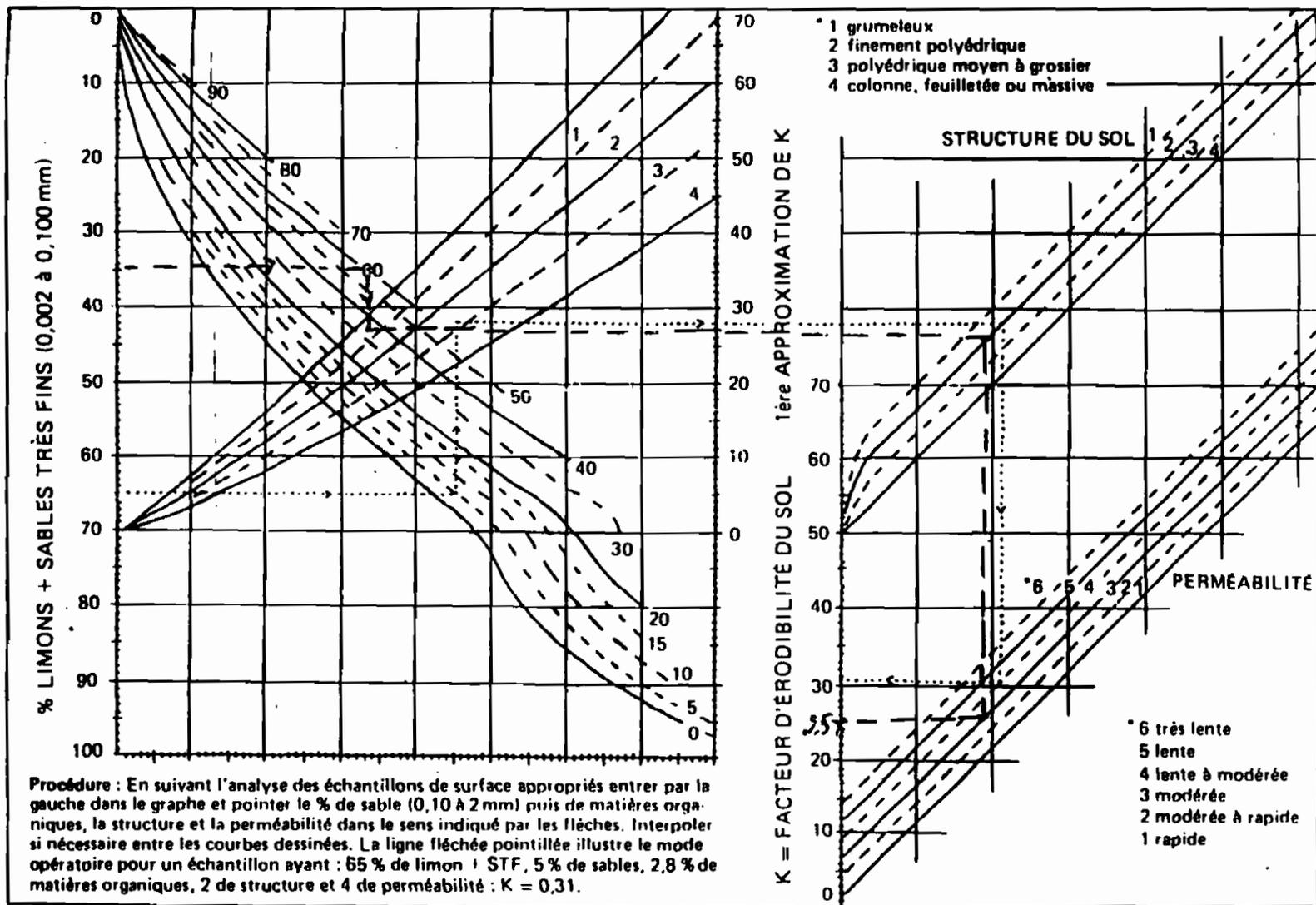


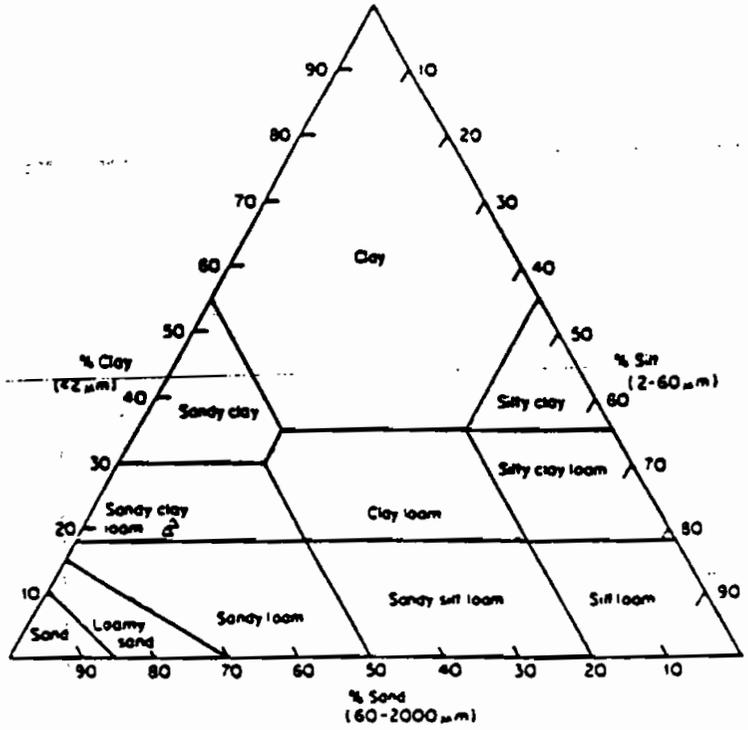
Fig. 2 - Normographe permettant une évaluation rapide du Facteur K d'érodibilité des sols

D'après WISCHMEIER, JOHNSON et CROSS (1971)

Fig 11.2 : Valeurs indicatives de K

Texture class	Organic matter content		
	< 0.5 per cent	2 per cent	4 per cent
	K	K	K
Sand	0.05	0.03	0.02
Fine sand	0.16	0.14	0.10
Very fine sand	0.42	0.36	0.28
Loamy sand	0.12	0.10	0.08
Loamy fine sand	0.24	0.20	0.16
Loamy very fine sand	0.44	0.38	0.30
Sandy loam	0.27	0.24	0.19
Fine sandy loam	0.35	0.30	0.24
Very fine sandy loam	0.47	0.41	0.33
Loam	0.38	0.34	0.29
Silt loam	0.48	0.42	0.33
Silt	0.60	0.52	0.42
Sandy clay loam	0.27	0.25	0.21
Clay loam	0.28	0.25	0.21
Silty clay loam	0.37	0.32	0.26
Sandy clay	0.14	0.13	0.12
Silty clay	0.25	0.23	0.19
Clay	0.13-0.29		

\* The values shown are estimated averages of broad ranges of specific-soil values. When a texture is near the borderline of two texture classes, use the average of the two K values.



# **ANNEXE 4**

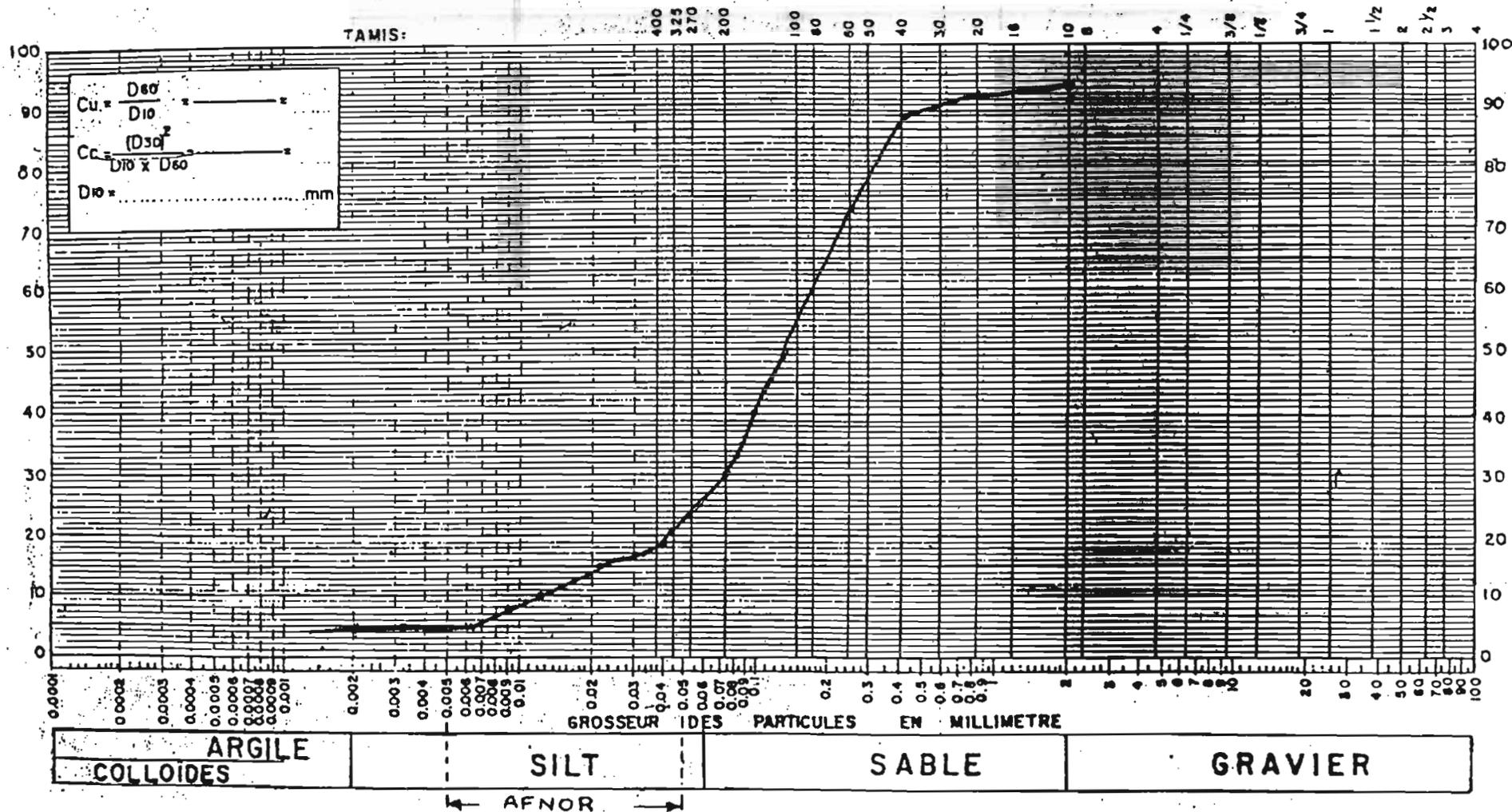
**Résultats d'essais de sol**



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO. 1 RA VI (1) N 1

COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : \_\_\_\_\_

Remarques : \_\_\_\_\_



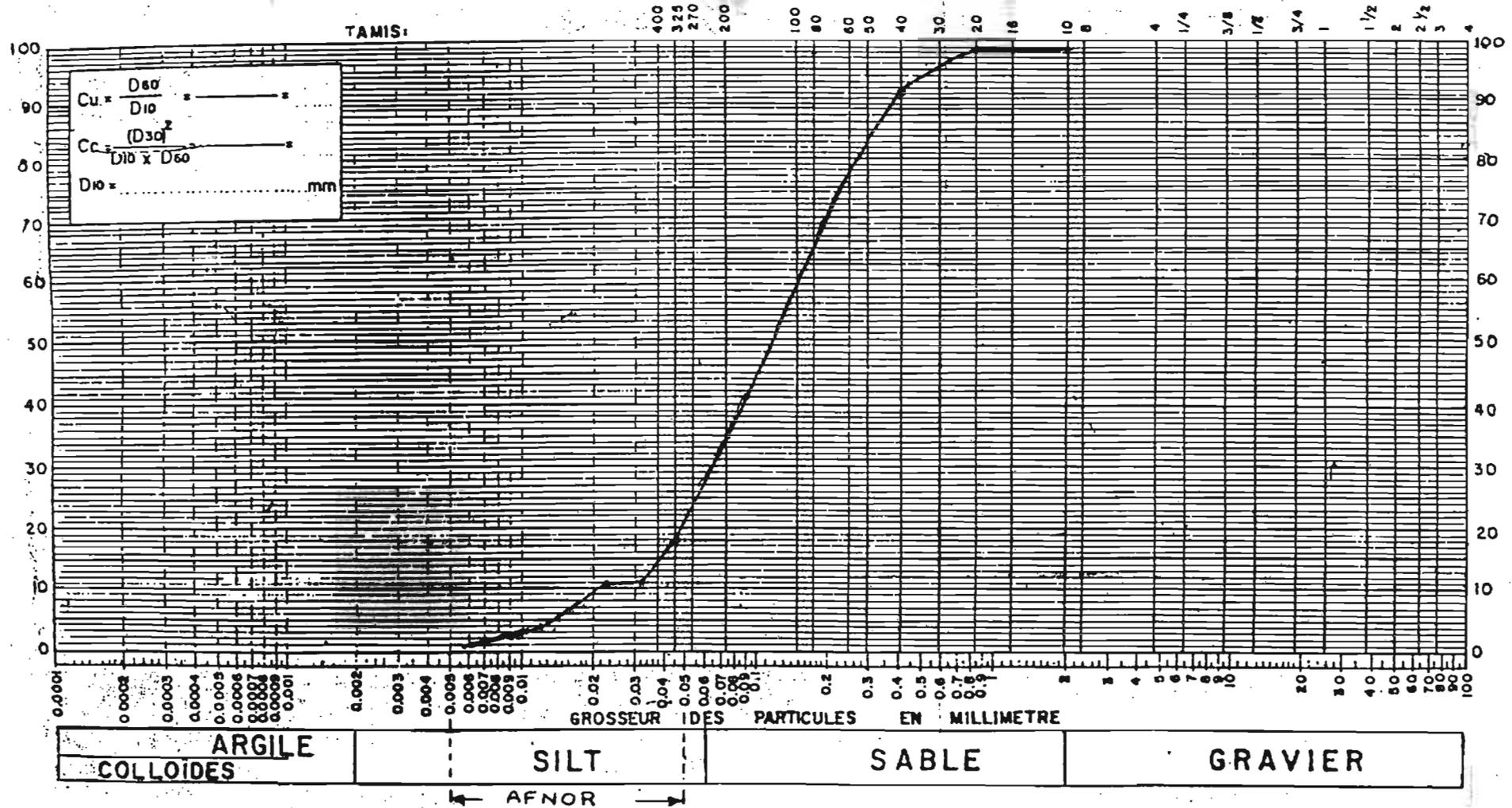
# École polytechnique de Thiès

Boîte Postale 10, Thiès, République du Sénégal

DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO S-1-2

## COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : \_\_\_\_\_

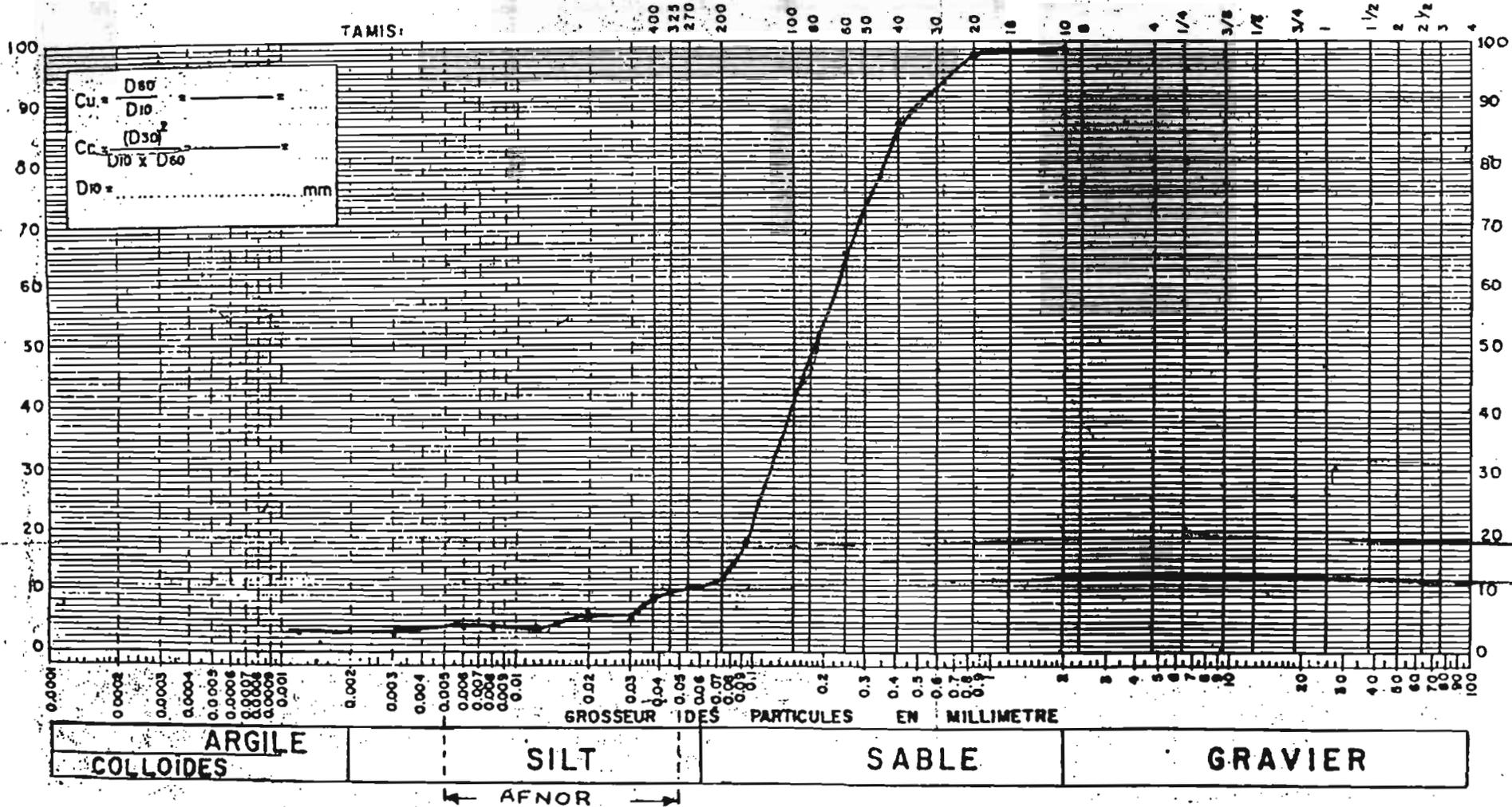
Remarques : \_\_\_\_\_



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO \_\_\_\_\_

### COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : \_\_\_\_\_

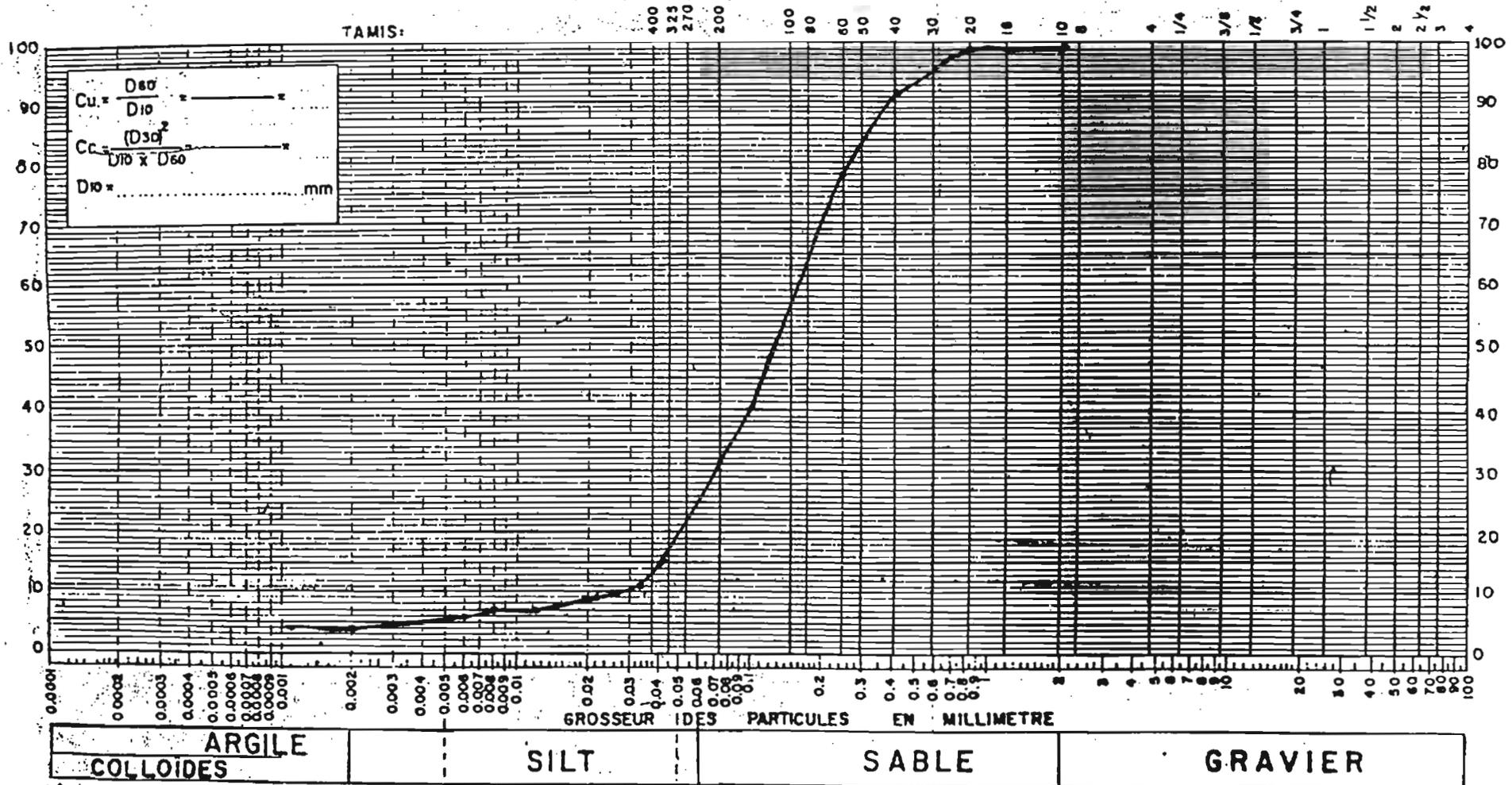
Remarques : \_\_\_\_\_



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO 5-1-1

### COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : \_\_\_\_\_

Remarques : \_\_\_\_\_

# **ANNEXE 5**

**Choix de la pente des berges**

The side slopes of a channel depend mainly on the kind of material. Table 62 gives a general idea of the slopes suitable for use with various

TABLE 62. SUITABLE SIDE SLOPES FOR CHANNELS BUILT OF VARIOUS KINDS OF MATERIALS

Material	Side slope
Rock.....	heavily vertical
Muck and peat soils.....	1:1
Stiff clay or earth with concrete lining.....	1:1 to 1:1
Earth with stone lining, or earth for large channels.....	1:1
Firm clay or earth for small ditches.....	1 1/2:1
Loose sandy earth.....	2:1
Sandy loam or porous clay.....	3:1

TABLE 63. MAXIMUM PERMISSIBLE VELOCITIES RECOMMENDED BY FORTIER AND SCOBAY AND THE CORRESPONDING UNIT-TRACTIVE-FORCE VALUES CONVERTED BY THE U.S. BUREAU OF RECLAMATION\* (For straight channels of small slope, after aging)

Material	n	Clear water		Water transporting col- loidal silts	
		V, fps	$\tau_w$ , lb/ft <sup>2</sup>	V, fp	$\tau_w$ , lb/ft <sup>2</sup>
Fine sand, colloidal.....	0.020	1.50	0.027	2.50	0.075
Sandy loam, noncolloidal.....	0.020	1.75	0.037	2.50	0.075
Silt loam, noncolloidal.....	0.020	2.00	0.048	3.00	0.11
Alluvial silts, noncolloidal.....	0.020	2.00	0.048	3.50	0.15
Ordinary firm loam.....	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Volcanic ash.....	0.020	2.50	0.075	3.50	0.15
Stiff clay, very colloidal.....	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Alluvial silts, colloidal.....	0.025	3.75	0.26	5.00	0.46
Shales and hardpans.....	0.025	6.00	0.67	6.00	0.67
Fine gravel.....	0.020	2.50	0.075	5.00	0.32
Graded loam to cobbles when noncolloidal.....	0.030	3.75	0.38	5.00	0.66
Graded silts to cobbles when colloidal.....	0.030	4.00	0.43	5.50	0.80
Coarse gravel, noncolloidal.....	0.025	4.00	0.30	6.00	0.67
Cobbles and shingles.....	0.035	5.00	0.91	5.50	1.10

\* The Fortier and Scobay values were recommended for use in 1926 by the Special Committee on Irrigation Research of the American Society of Civil Engineers.

# **ANNEXE 6**

**Esquisse d'un plan d'aménagement**