

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

*Departement de genie civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES  
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

*Etude d'un systeme de stockage  
des eaux de ruissellement a  
SEBIKOTANE*

AUTEURS

AHMED BABA FALL

MARIE NDAW

FATOU NDIAYE

DIRECTEUR

GERARD A. R. SOUMA

CO-DIRECTEURS

VICTOR CIUBOTARIU

ABDOU R. CISSE

A cette créature exceptionnelle, toute de  
tendresse, Marème Aidara, ma mère.

A cette sagesse, ce torrent de générosité  
et de bonté, Aïcha Fall, ma grand-mère.

A cet intépide combattant au grand  
cœur, Ameth Fall, cet homme à l'âme  
si noble, mon père.

A. B. Fall.

A mes parents...

Je dédie ces lignes à mon père Yousson  
Idiaye et à ma mère Aïssaton Cissé, qui  
malgré mes vingt cinq ans, continuent à  
me prodiguer, comme à l'époque de ma plus  
tendre enfance, leur inépuisable tendresse...

Je leur ménagerais toujours au tréfonds de  
mon cœur, un amour sans pareil.

Idiaye Faton Idiaye

## Remerciements

Notre profonde gratitude et notre vibrant hommage à tous ceux qui, par leurs concours techniques ou moral, par leurs efforts conjugués, ont œuvrés pour assurer le bon déroulement de notre projet de fin d'études.

Nous tenons à remercier particulièrement

- M<sup>r</sup> Gérard André Souma, professeur d'hydrogéologie, directeur de notre projet pour son assistance permanente, pour ses conseils, son exigence pour le travail bien fait et sa constante disponibilité tout au long de l'année.

- M<sup>r</sup> Victor Ciubotariu, professeur de résistance des matériaux et structures hydrauliques, co-directeur interne pour toute la documentation fournie et les conseils prodigués.

- M<sup>r</sup> Abdou Rahmane Cissé, co-directeur externe pour le sujet qu'il nous a fourni.

- MM Michel Barnat et Cheikh M'Boup, techniciens du laboratoire de mécanique des sols pour leur collaboration efficace.

- M<sup>r</sup> Thiam N'GNINGUE de la communauté rurale de Sébikotane pour toute l'aide qu'il nous a apportée.

## SOMMAIRE

Aune bonne connaissance de la topographie, de la géologie et l'hydrologie permet d'étudier adéquatement un système de récupération des eaux de ruissellement. Ce genre de projet d'aménagement nécessite la définition d'une crue dite crue de projet. La détermination de cette dernière pose beaucoup de problèmes dans nos pays où l'on est confronté à un manque de données fiables.

Deux méthodes ont été utilisées dans le cadre de cet avant projet pour la crue de projet, celle de Rodier et Anraog et celle du C.I.E.H (Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques). Elles ont donné des résultats différents. Ceci s'explique par le fait qu'elles sont basées non pas sur des observations hydrologiques mais plutôt sur des valeurs corrélées. Ce n'est qu'après avoir déterminé la crue de projet que l'on peut passer à la phase dimensionnement du barrage.

Nous avons obtenu une crue de projet de  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ . Pour une hauteur du plan d'eau au niveau du barrage en gabion de  $2,75 \text{ m}$ , nous avons une surface du plan d'eau de  $8,64 \text{ ha}$  et un volume maximal stocké de  $62000 \text{ m}^3$ . L'importance de la crue de projet a conduit à la réalisation d'un barrage séversant sur toute la longueur.

# Table des matières

Sommaire	
Remerciements	
I Introduction	1
II Description générale	4
1 Situation géographique	4
2 Démographie	4
3 Climat	6
4 Paysage et végétation	6
5 Hydrologie	7
6 Economie	7
<u>1<sup>ère</sup></u> PARTIE	
Préambule	10
III Etude topographique	12
1 A l'échelle du bassin versant	12
2 A l'échelle de la vallée à proximité du site du barrage	12
IV Etude géologique et pédologique	17
1 Formations géologiques	17
2 Pédologie - Généralités sur les sols	28
V Etude hydrologique	32

1	Etude hydrologique du bassin de Panétior	32
1.1	Caractéristiques	32
1.2	Relief	35
1.3	Hydrographie	38
2	Etude hydrologique du bassin de Dougar Peul	43
2.1	Caractéristiques	43
2.2	Relief	44
2.3	Hydrographie	47
3	Les apports annuels d'eau	49
4	Pertes par infiltration et évaporation	51
5	Les apports solides	51
6	Estimation de la crue de projet	52
6.1	Estimation de la crue décennale pour Panétior	52
6.2	Estimation de la crue décennale pour Dougar Peul	54
6.3	Crue de projet	55

## 2<sup>eme</sup> PARTIE

Préambule

<u>VI</u>	Choix du site et du type de barrage - Technique de construction	58
1	Choix du site et du type de barrage	58
1.1	Choix du site	58
1.2	Choix du type de barrage	61
2	Procédés de construction en gabion	63
2.1	Forme et dimensions	63
2.2	Caractéristiques du gabion	69
<u>VII</u>	Dimensionnement et conception	73
1	Calcul de l'évacuateur de crue	74
2	Profil général du barrage	77
2.1	Matériaux de construction	77
2.2	Dimensions du barrage	79
3	Calcul de stabilité	80
3.1	Calcul de la stabilité des pentes	80
3.2	Stabilité par rapport au glissement	84
3.3	Sécurité par rapport à la capacité portante	87
4	Utilisation des eaux stockées	88
<u>VIII</u>	Impacts et étude économique	92
1	Impacts de la retenue	93



1.1	Sur le plan agricole	93
1.2	Sur le plan social	93
1.3	Sur le plan sanitaire	94
1.4	Des mesures simples de protection	96
2	Etude économique	96
2.1	Volume des matériaux à mettre en œuvre	97
2.2	Devis estimatif	101
<u>IX</u>	Conclusion et recommandations	105
Annexe I	Essais de Laboratoire	
Annexe II	Etude hydrologique	
Annexe III	Dimensionnement	
Annexe <u>IV</u>	Méthode de Bishop simplifiée	
Annexe <u>V</u>	Coupes transversales de la vallée	
Annexe <u>VI</u>	Carte et profil du barrage	

A mes Parents pour leur soutien matériel  
et affectif

A mes frères et sœurs pour leur soutien  
moral

A tous mes amis(ies) pour leur précieux  
conseils et leurs encouragements répétés

Quiera cette dédicace être l'expression de mon  
attachement sincère et de ma reconnaissance

Adelye Nour

# Liste des figures

1	Communauté rurale de Séhikotane : carte des activités	5
2	Bassin versant de Séhikotane : situation	11
3	Localisation de Dongar Peul	13
4	Etude topographique au niveau de Dongar Peul	15
5	Carte de la cuvette de stockage de Dongar Peul	16
6	Bassin de Panétior : Localisation des failles	18
7	Esquisse du compartiment de Séhikotane	19
8	Compartiment de Séhikotane	22
9	log stratigraphique	25
10	Bassin de Panétior : Carte pédologique	31
11	" " " : carte topographique	34
12	Combe hypsométrique : Panétior	36
13	Bassin de Panétior : réseau de drainage	39
14	Profil en long de la rivière : Panétior	42
15	Bassin de Dongar Peul : carte topographique	45
16	Combe hypsométrique : Dongar Peul	46
17	Bassin de Dongar Peul : réseau de drainage	48

18	Profil en long de la rivière : Dongar Peul	50
19	Gabion métallique rempli de pierres	64
20	Gabion métallique déplié	64
21	Gabion semelle - Gabion cage	64
22	Gabions et les caractéristiques	65
23	Table gabion - perspective	67
24	Le tressage des bûches sur la table de gabionnage	68
25	Représentation en grandeur nature d'une maille d'un treillis en gabion	68
26	Massif de fondation - corps de l'ouvrage	70
27	Déformabilité du gabion	70
28	Semelle après affouillement	70
29	Coupe transversale du barrage	81
30	Schéma des pressions sur le barrage	86
31	Courbe de tarage (altitude versus volume)	91
32	Courbe de tarage (altitude versus surface)	92
33	Bassin de Panétion : Détermination du centre de gravité	A 2.4
34	Bassin de Panétion : Détermination de l'ordre des cours d'eau	A 2.7
35	Profil en long de la rivière : Panétion	A 2.9
36	Droite de régression : Panétion	A 2.12
37	Profil de la rivière Panétion	A 2.19
38	Bassin de Panétion : carte topographique	A 2.31

## Localisation des profils en travers

39	Profil transversale topographique n° 1 : Pan'etier	A 2.32
40	" " " " n° 2 "	A 2.34
41	" " " " n° 3 "	A 2.36
42	Precipitations decennales de 24h	A 2.38
43	Coefficient de ruissellement	A 2.39
44	Temps de base	A 2.40
45	Debit decennal pour des pentes R4 et une precipitation decennale de 100 mm	A 2.41
46	Carte du C. I. E. H	A 2.45
46.b	Definition des zones pour l'utilisation des abaquos	A 2.46
47	Abaque de calcul de debit du crue decennale (A)	A 2.47
48	Abaque de calcul du debit de crue decennale (B)	A 2.48
48.b	Tableau recapitulatif - bassin de Pan'etier	A 2.49
49	Dougar Peul : determination du centre de gravite	A 2.52
50	Bassin de Dougar Peul : determination de l'ordre des cours d'eau	A 2.54
51	Profil en long de la riviere de Dougar Peul (de l'exutoire jusqu'à limite amont du cours d'eau)	A 2.56
52	Troite de regression - Dougar - Peul.	A 2.58
53	Profil en long de la riviere de Dougar Peul (de l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux)	A 2.61

54	Basin de Dougar Peul : Carte topographique localisation des profils	A 2.63
55	Profil transversal topographique n° 1 Basin de Dougar Peul	A 2.65
56	Profil transversal topographique n° 2 Basin de Dougar - Peul	A 2.66
57	Profil transversal topographique n° 3	A 2.68
58	Temps de montée des eaux en régime SAHEL IEN	A 3.10
59	Effets du laminage des crues	A 3.11
60	Limite de validité de l'hydrogramme schématique triangulaire	A 3.11.

# Notation

A	coefficient d'abattement
$A_{BV}$	Superficie du bassin versant ( $\text{km}^2$ )
DD	Densité de drainage ( $\text{km}/\text{km}^2$ )
$H_{\text{moy c}}$	Altitude moyenne du cours d'eau (m)
$H_5$	Altitude correspondant au point d'abscisse 5% de la courbe hypsométrique (m)
$H_{95}$	Altitude correspondant au point d'abscisse 95% de la courbe hypsométrique (m)
ICG	Indice de compacité de Gravelius
ICH	" " de Horton
ICM	" " de Miller
$I_g$	Indice global de pente ( $\text{m}/\text{km}$ )
k	coefficient de pente
$k_r$	coefficient de ruissellement
$k_{r10}$	coefficient de ruissellement décennal
$L_B$	longueur maximale du bassin versant (km)
$L_c$	longueur de tous les cours d'eau (km)
$L_{CS}$	longueur du cours d'eau principal entre l'exutoire et le point de gravité (km)
$L_p$	
$L_p$	longueur du cours d'eau principal (km)
P	Périmètre du bassin versant (km)

M	débit moyen de ruissellement calculé pour la crue décennale pendant un temps égal au temps de base ( $m^3/s$ )
$P = P_{an}$	Pluie annuelle moyenne (mm)
PMC	Pente moyenne du cours d'eau (m/km ou ‰)
PLC	Pente longitudinale de classification (‰)
PTC	Pente transversale de classification (‰)
$P_i (i=1 \text{ à } 5)$	Classe de bassin versant selon la perméabilité
$P_{10}$	Pluie décennale de 24 heures (mm)
RB	Relief total du bassin versant (m)
RC	Rapport de confluence
RR	Rapport de relief
$R_i (i=1 \text{ à } 6)$	Classe de bassin selon la pente
$t_B$	temps de base (heures)
$Q_{10}$	débit de crue décennale ( $m^3/s$ )
$Q_{10}^*$	débit de crue décennale pour une pluie décennale de 24 h de 100 mm ( $m^3/s$ )
$Q_{maxr}$	débit maximal de ruissellement de la crue décennale ( $m^3/s$ )
$Q_{base}$	Débit des nappes souterraines
$Q_p$	Débit de projet
$Q_{cm}$	Débit maximum de pointe
$t_m$	temps de montée des eaux



- $m$  coefficient de débit de l'évacuateur
- $L$  largeur de l'évacuateur
- $h$  hauteur du plan d'eau au dessus du  
seuil du seuil

chapitre I

Introduction

## Introduction

Aujourd'hui, dans tous les rapports sur la situation économique africaine, on déplore la baisse des rendements agricoles. En particulier, le déficit de la production alimentaire prend des proportions alarmantes. En période normale, ces ressources ne sont plus d'être insuffisantes en saison des pluies, diminuent d'avantage en saison sèche parce que les conditions de culture deviennent difficiles par suite de manque d'eau. L'activité agricole est essentiellement conditionnée par la pluviométrie et les capacités de stockage naturelles souterraines ou de surface.

Pour limiter ces manquements, chaque pays cherche à utiliser rationnellement les eaux de pluie en construisant de petits et grands barrages ou des digues. Le choix de la taille d'un barrage est guidé par les objectifs que l'on souhaite. De petits barrages en terre dans les zones où l'on enregistre d'énormes pertes d'eau par ruissellement permettent, à l'échelle d'un village ou d'une communauté villageoise, de pratiquer du maraîchage hors saison.

L'orientation de la recherche vers la mobilisation de toutes les ressources disponibles en eaux de surface constitue une ébauche de solutions pour favoriser le

stockage des eaux de ruissellement et assure une promotion agricole saine et rentable.

Au niveau de Sébikotane, la surexploitation de la nappe souterraine au profit de l'alimentation en eau de la capitale a provoqué la baisse sensible de celle-ci ainsi que le tarissement des puits. Les pompages dépassent largement la capacité de renouvellement du système aquifère par infiltration. Cette communauté rurale zone maraîchère, essaie d'apporter son effort sur le stockage des eaux de ruissellement. Dans les endroits encaissés ou de potentiel de rétention maximum de Sébikotane (kip-kip, Sébi-gare, Sébi-ponty, Dongar) la récupération d'importantes quantités d'eau estimées à quelques millions de mètres cube par année est possible. Toutes ces eaux rejoignent Panétior et le trop plein se perd en mer.

Regroupée autour d'une alliance dénommée LA C.U.R.E (Alliance Inter-communautaire pour l'Utilisation Rationnelle des Eaux de ruissellement); la population essaie de trouver les voies et moyens lui permettant d'atteindre ses objectifs. C'est dans ce cadre que ce projet nous a été soumis, et nous nous assignons le devoir de faire tout notre possible pour répondre à leur attente.

Il s'agit pour l'instant, de confectionner un avant projet en vue d'étudier la faisabilité d'un projet

de retenue des eaux de ruissellement dans une zone choisie par LA CURE. le point d'implantation du barrage en gabion devra se situer entre kip-kip et Dongai, vallée propice à la culture.

## Description Générale

Le secteur de Sébikotane, 9<sup>e</sup> arrondissement de la région du Cap-Vert, après la rentrée en vigueur de la réforme administrative, a été divisé en deux sections, celle de Sébikotane avec un comité rural et celle de Yéne sans comité rural.

### 1. Situation géographique

La communauté rurale de Sébikotane située à 41 km de Dakar, se trouve pratiquement à la limite orientale de la presqu'île du Cap-Vert. D'Est en Ouest, elle s'étend du massif de N'Diass à Déri Malick Guéye et du Nord au Sud de Déri Youssouf à Toubab Dialao (graphique n° 1). Le secteur couvre une superficie de 13800 ha répartie comme suit :

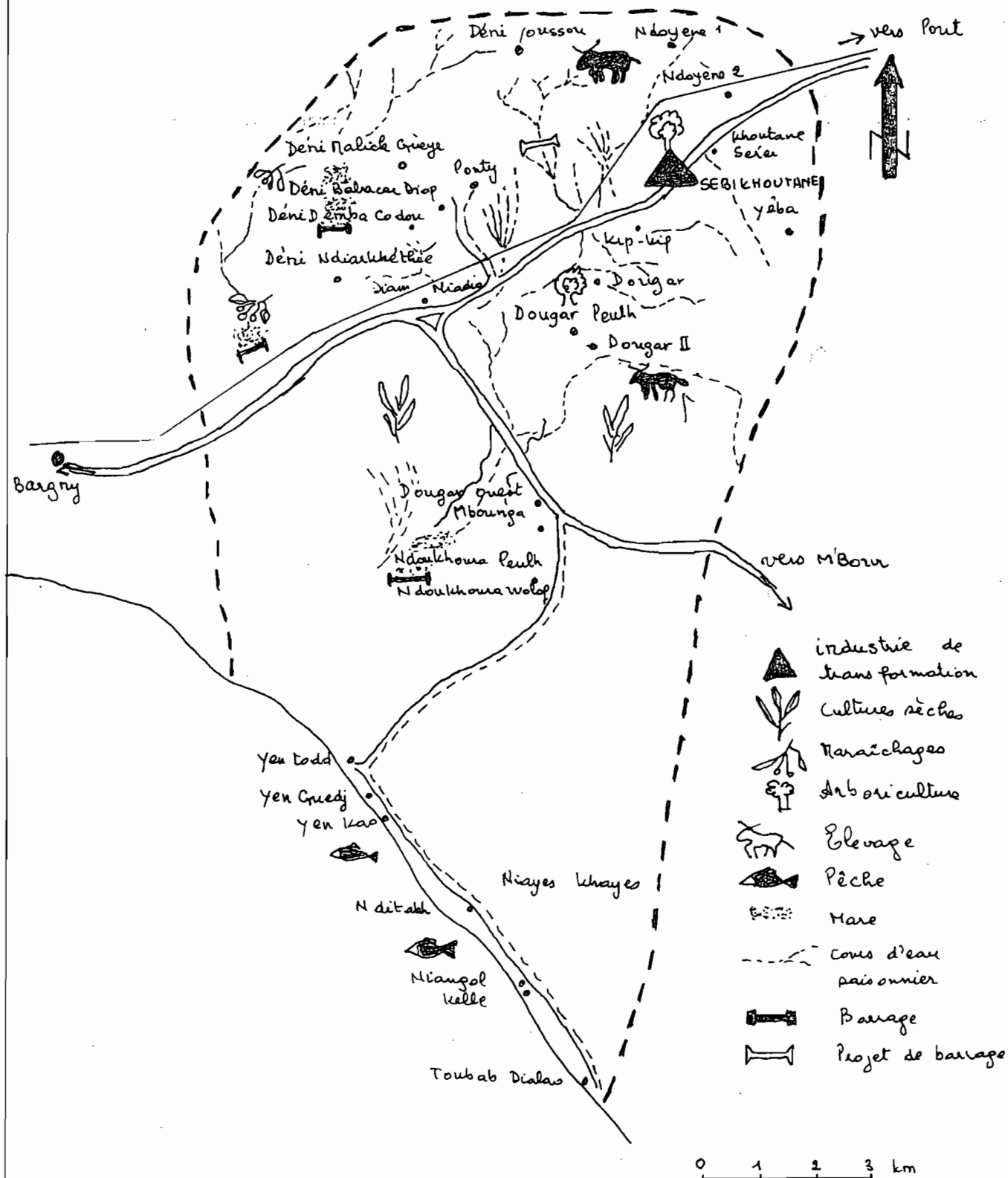
- territorial	1220	ha
- superficie cultivable	10768	ha
- superficie non cultivable	1812	ha

La communauté rurale de Sébikotane compte 33 quartiers dont 8 se trouvent sur le littoral, le reste dans la partie continentale.

### 2. Démographie

La communauté rurale compte 25787 habitants. Diverses ethnies cohabitent. Parmi les plus importantes on trouve :

CARTE DES ACTIVITES



- les rivières 64 %
- les wolofo 18 %
- les peulhs 8 %

la densité est de 186 habitants par km<sup>2</sup>.

### 3- Climat

la région appartient à la zone soudano-sahélienne. Cependant dans les régions côtières le climat est influencé par l'alizé maritime "sub-canarien" avec de faibles écarts diurnes et de faibles amplitudes annuelles. Les pluies sont très irrégulières et la moyenne varie entre 200 mm et 500 mm selon les années. Elles n'existent que pendant 8 mois sur 12.

### 4- Paysage et végétation

le relief assez mou sur l'ensemble du secteur s'élève rapidement vers la partie orientale pour former le pittoresque massif de N'Diass qui domine la région, avec une altitude de 105 m. Au Nord de la route de Thiès, le relief s'aplanit.

la végétation naturelle existe encore, en particulier dans le quart sud-est du pays sur le massif de N'Diass. Elle est de type soudanien. Dans les forêts, classées de N'Diass et de Sébikotane, l'essence dominante est l'acacia. On notera l'existence de baobabs à l'intérieur de toute la communauté.



### 5. Hydrologie

Il n'existe pas de cours d'eau pérenne à l'exception des zones marécageuses. Le réseau hydrographique est réduit à des ravissements et des vallées sèches pendant la plus grande partie de l'année. Les cours d'eau fonctionnent temporairement pendant la saison des pluies mais la plus grande partie de ces eaux se déversent dans la mer.

Deux barrages, celui de William Ponty et celui de Paretior, retiennent une partie des eaux de pluie.

Les forages implantés pour l'alimentation en eau de la ville de Dakar, font que le niveau de la nappe a baissé. De plus en plus les puits tarissent et il faut aller à des profondeurs très importantes pour capter la nappe.

### 6. Economie

Les potentialités économiques sont très importantes. On distingue les activités agricoles, industrielles, forestières et pastorales (graphique n°2).

#### a. L'agriculture

Les activités agricoles sont très variées et occupent les populations pendant toute l'année. Pendant l'hivernage, les activités agricoles sont axées sur la culture des arachides, mil, maïs, cultures maraichères etc... Pendant la saison

sèche, seules les cultures maraichères (fruits, légumes) subsistent et font l'objet d'une activité intense.

#### b - l'Industrie

Le secteur compte une industrie agro-alimentaire qui participe au développement économique de la zone. Il y'a aussi la SENAC qui fait partie de la région de Thiès et qui se trouve à la limite du secteur. Cette unité a un impact économique très notoire.

#### c - L'élevage et la pêche

Le cheptel est très important compte tenu de la vocation de la communauté et de la disponibilité fourragère. On y retrouve des caprins, ovins, porcs, équins et la volaille etc...

La zone maritime du secteur est dotée en moyens de pêche encore très limités, cependant la production est loin d'être suffisante.

#### d - les eaux et forêts

Les forêts classées couvrent une superficie de 470 ha. L'exploitation forestière est très importante et fait l'objet de revenus potentiels.

1<sup>ere</sup> PARTIE

chapitre II

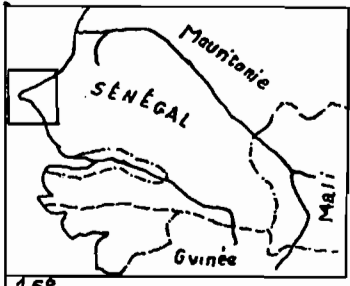
Description générale

## Préambule

Avant d'entreprendre l'étude de cet avant-projet, il est indispensable d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques et hydrogéologiques du site.

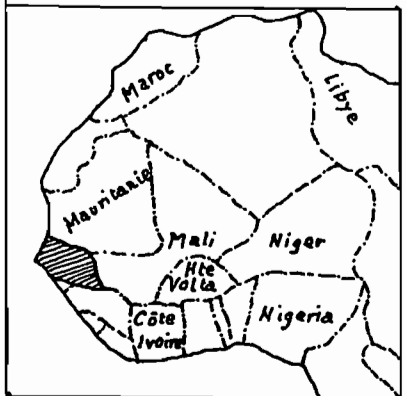
Les études topographiques et hydrologiques ont été réalisées à partir des cartes topographiques de Kayar et de Bargny. Ces cartes sont à l'échelle 1:50000<sup>e</sup> et ont été mises à jour en 1981-82 et rééditées en 1983. Ces études concernent les bassins versants de :

- Panétior dont l'exutoire, arrêté à la station de Bourga Bambara, se situe sensiblement à 40 km à l'est de Dakar. Ce bassin est encadré par les méridiens 17° 06' et 17° 12' W, et les parallèles 14° 42' et 14° 48' N (graphique n° 2)
- Dongoa Peul encadré par les méridiens 17° 06' et 17° 10' W et les parallèles 14° 43' et 14° 48' N. Ce bassin est un sous bassin du bassin de Panétior.



15° 17°30'

(A) Bassin de PANÉTIOR



14°30'

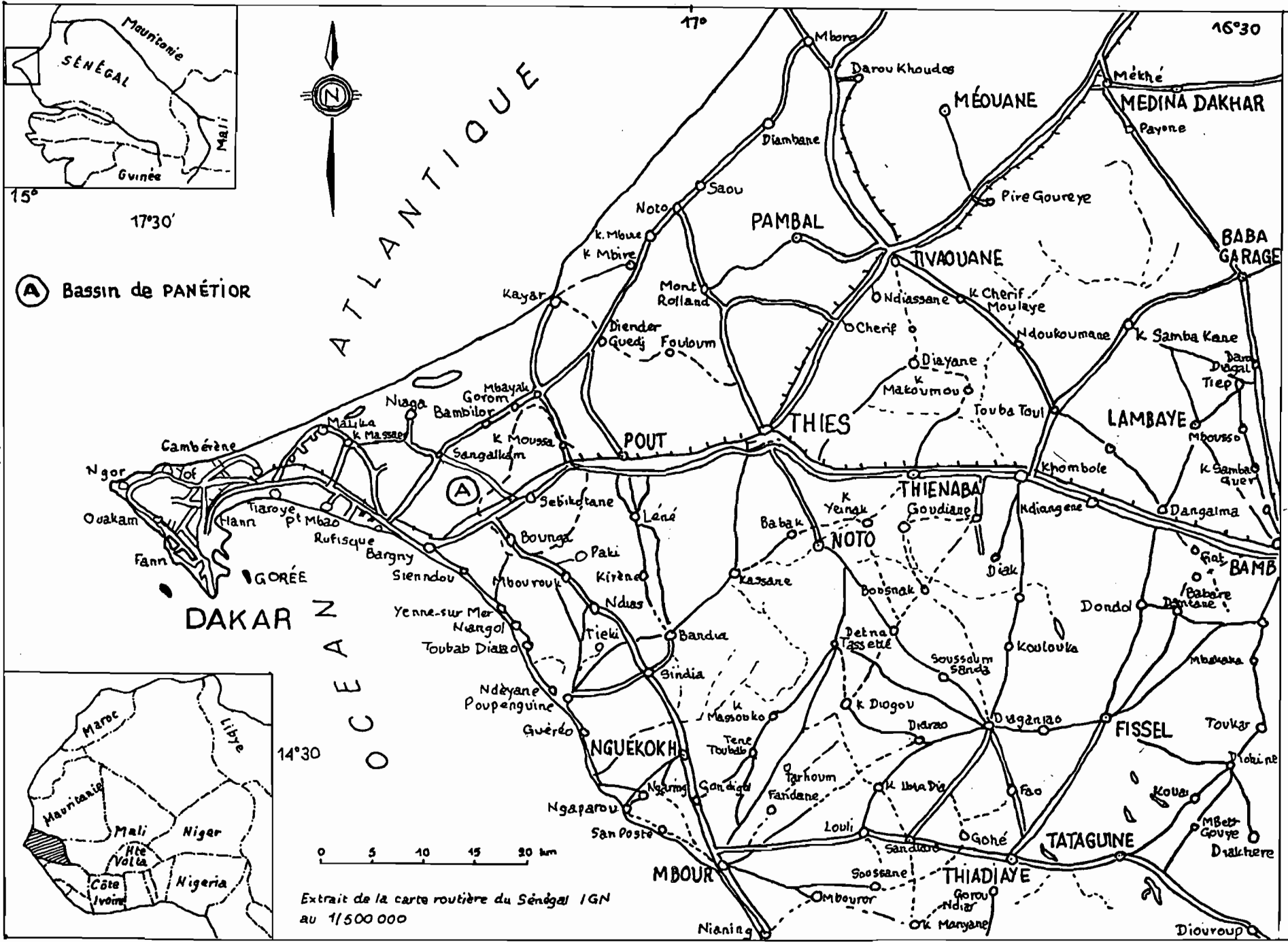


ATLANTIQUE

OCEAN

0 5 10 15 20 km

Extrait de la carte routière du Sénégal IGN au 1/500 000



BASSIN VERSANT DE SEBIKOTANE  
SITUATION

chapitre III

Étude topographique

# Étude topographique

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de Panétior, de Dougar, la vallée du cours d'eau à l'amont et à l'aval du barrage, le site du barrage et de la retenue.

## 1 À l'échelle du bassin versant

L'étude, réalisée à partir de cartes topographiques de Sayar et de Pagny, nous a permis de tracer le bassin versant topographique de Sébihotane (Panétior) et de déterminer les éléments caractéristiques intervenant dans l'étude hydrologique tels que la superficie, le périmètre, la forme, les pentes longitudinales et transversales entre autres, pour l'ensemble du bassin de Panétior et le sous-bassin de Dougar (site choisi pour l'implantation du barrage se référer au chapitre intitulé "choix du site"). Le lecteur trouvera ces éléments dans le chapitre traitant de l'étude Hydrologique.

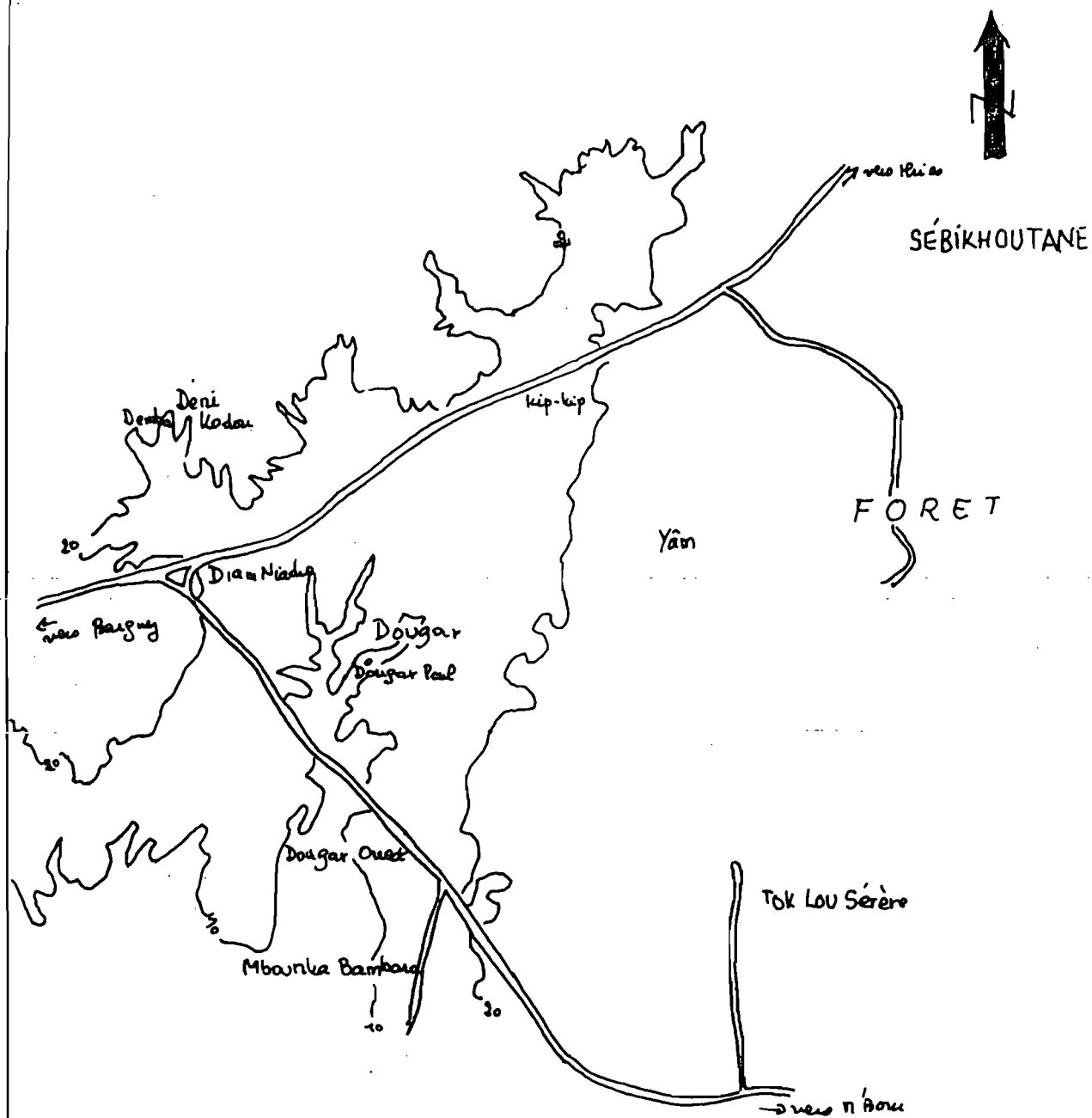
## 2 À l'échelle de la vallée à proximité du site du barrage

Sur cette partie du bassin versant de Dougar, le terrain est relativement plat de sorte que l'équidistance de 10 mètres des courbes de niveau des cartes topographiques ne permettait pas de faire une étude adéquate du



# LOCALISATION DE DOUGAR PEUL

Gr 3



Echelle 1:50 000

0 1 2 km

bassin de stockage (graphique n°3). Ainsi, pour pallier au manque d'information, il nous a fallu faire une campagne topographique qui nous a permis, de réaliser 15 profils en travers de 420 à 580m de longueur espacés de 50 mètres (graphique n°4). Sur chacun des profils, des mesures d'altitude ont été effectuées systématiquement à tous les 20 mètres. Cependant une densité plus élevée de mesures était nécessaire à proximité du lit du cours d'eau.

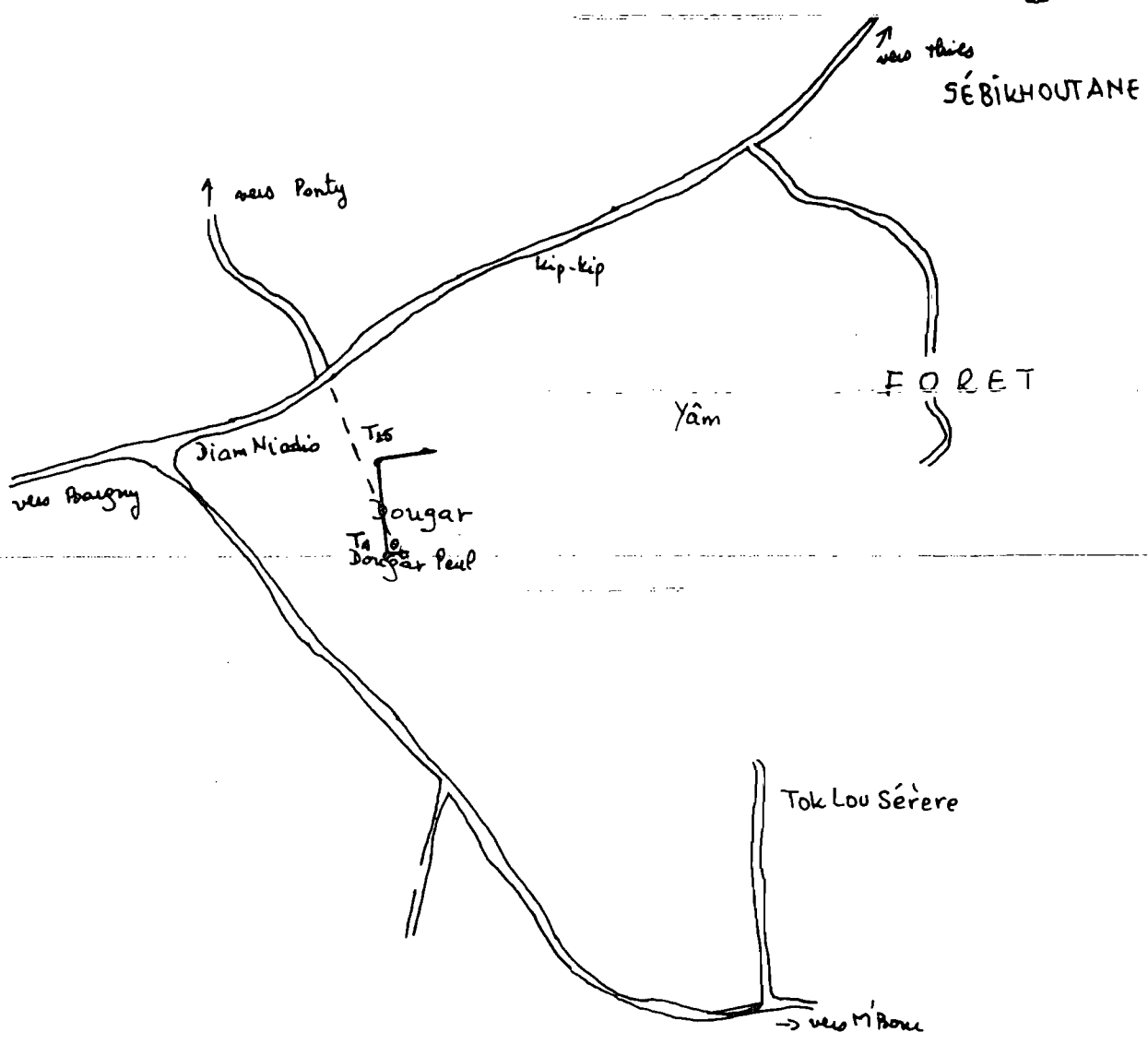
Ces levés topographiques ont permis de tracer des courbes de niveau équidistantes de 0,25 mètre. Cette étude du bassin de stockage a permis d'établir une carte à l'échelle 1:1000<sup>e</sup> (figure en annexe VI) à partir de laquelle il a été possible :

- de choisir un emplacement du site du barrage optimisant le stockage,
- d'estimer la capacité et la surface libre de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau à l'emplacement du barrage :

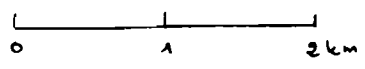
A l'aide d'un programme d'ordinateur, il a été possible d'établir cette même carte à une échelle très petite (graphique n°5). Ces courbes de niveau du site ont été tracées par interpolation la plus précise à l'ordinateur et conformément le tracé que nous avons effectué à la main.

# ETUDE TOPOGRAPHIQUE AU NIVEAU DE DOUGAR

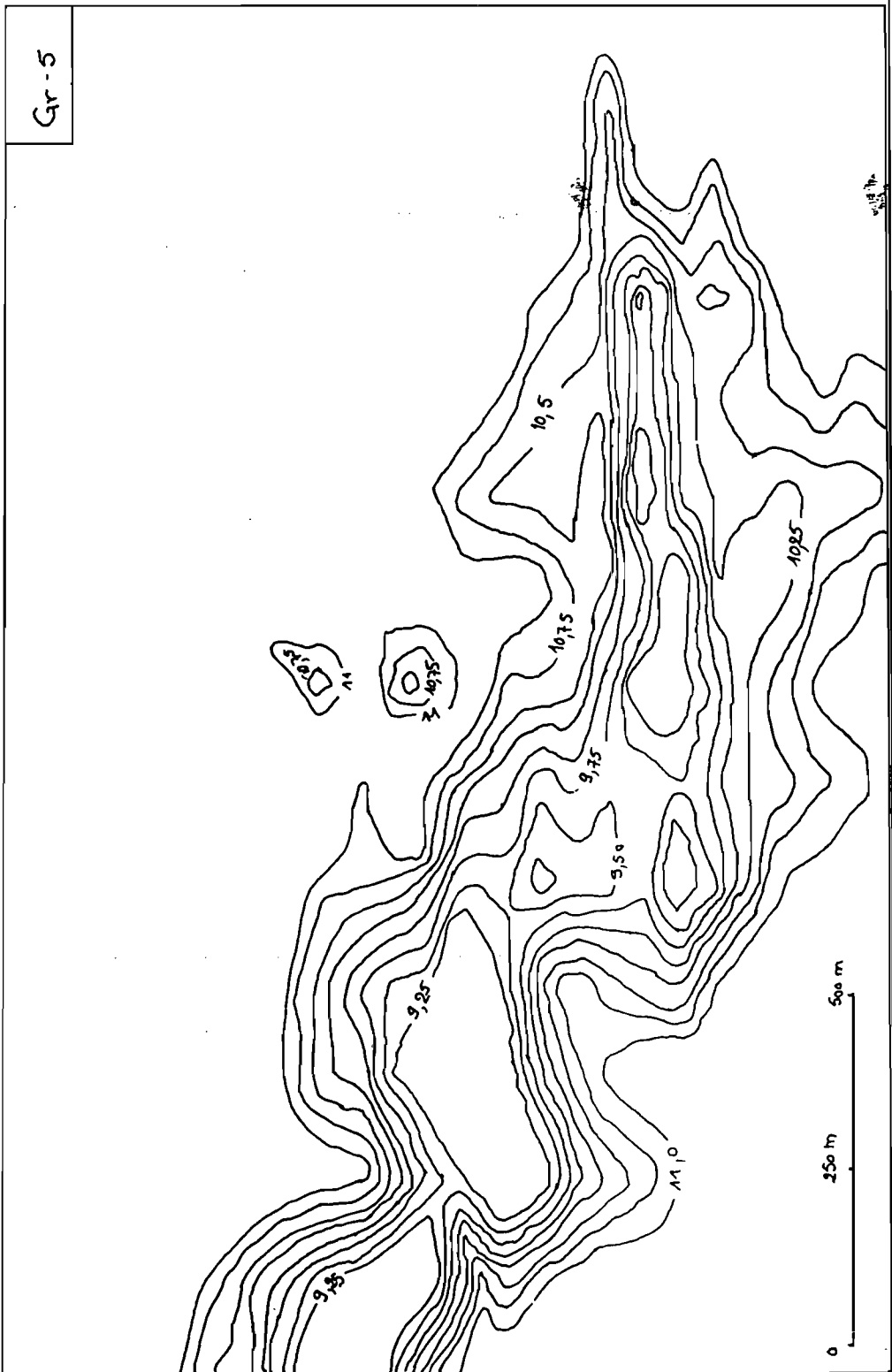
Gr 4



Echelle 1:50000<sup>e</sup>



CARTE DE LA CUVETTE DE STOCKAGE  
DE DOUGAR PEUL



chapitre IV

étude géologique

# Étude géologique et pédologique

L'étude géologique a été faite à partir de la carte hydrogéologique de la presqu'île du Cap-vert au 1/50000° réalisée par le BRGM (Bureau de Recherche Géologique et Minière) dans le cadre de l'étude des cartes de la presqu'île du Cap-vert.

La stratigraphie de la région de Sébikotane est aujourd'hui bien connue grâce aux nombreux forages pétroliers et hydrauliques. La description des faciès géologiques sera limitée aux formations maëstrichtiennes et post maëstrichtiennes suivantes

Le Secondaire Crétacé terminal Maëstrichtien

Le tertiaire Paléocène, Eocène Inférieur

Le quaternaire

## 1. Formations géologiques

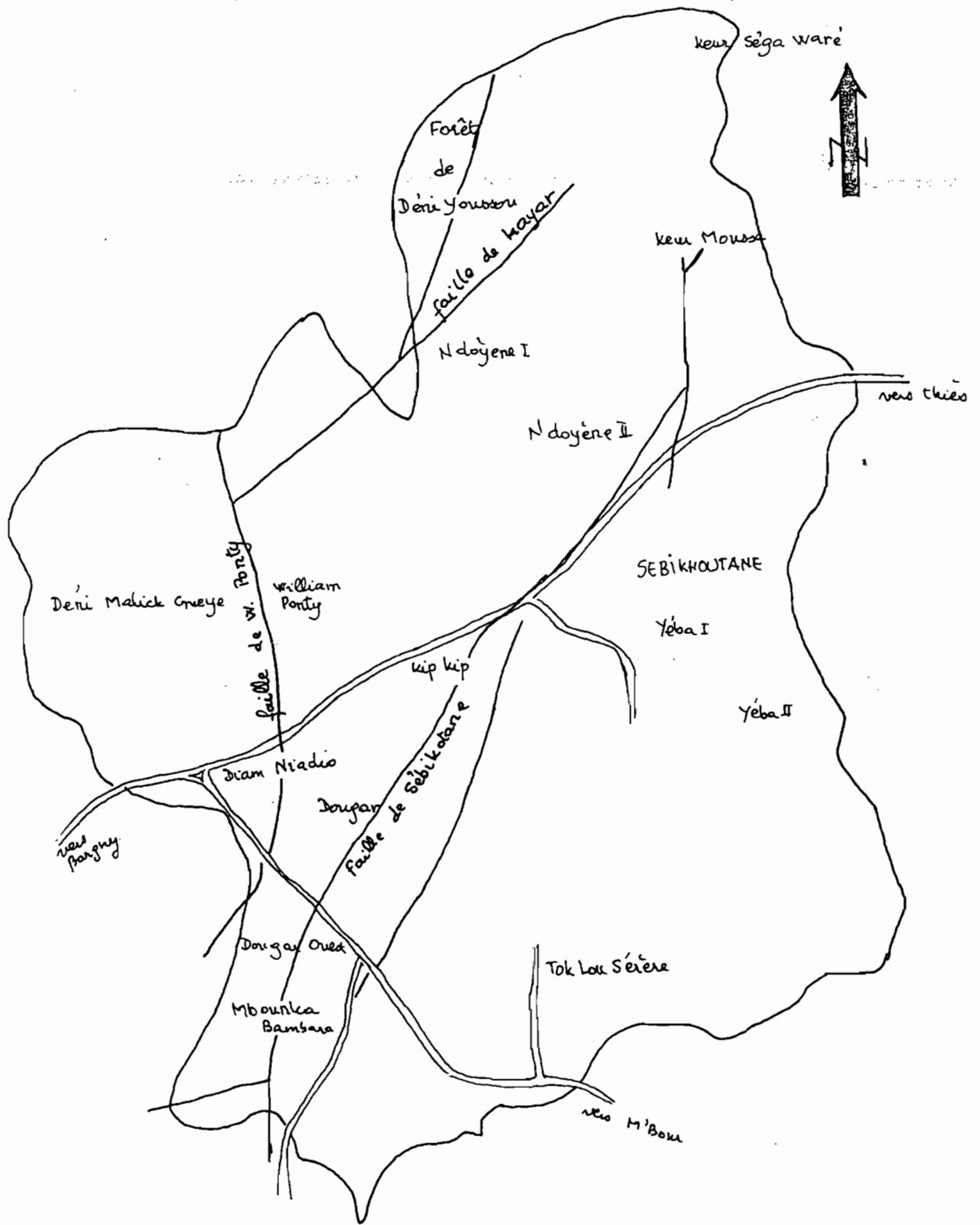
### a. A l'échelle du bassin versant

La région de Sébikotane présente du point de vue géologique une tectonique compartimentée (graphique n° 6). Deux failles principales, celle de Sébikotane et celle de William Ponty-kayan (graphique n° 7) divisent cette communauté en 3 compartiments présentant des faciès géologiques très différentes. Au centre le compartiment calcaire paléocène, à l'ouest de ce compartiment se développe une épaisse série de marnes.

# BASSIN DE PANETIOR

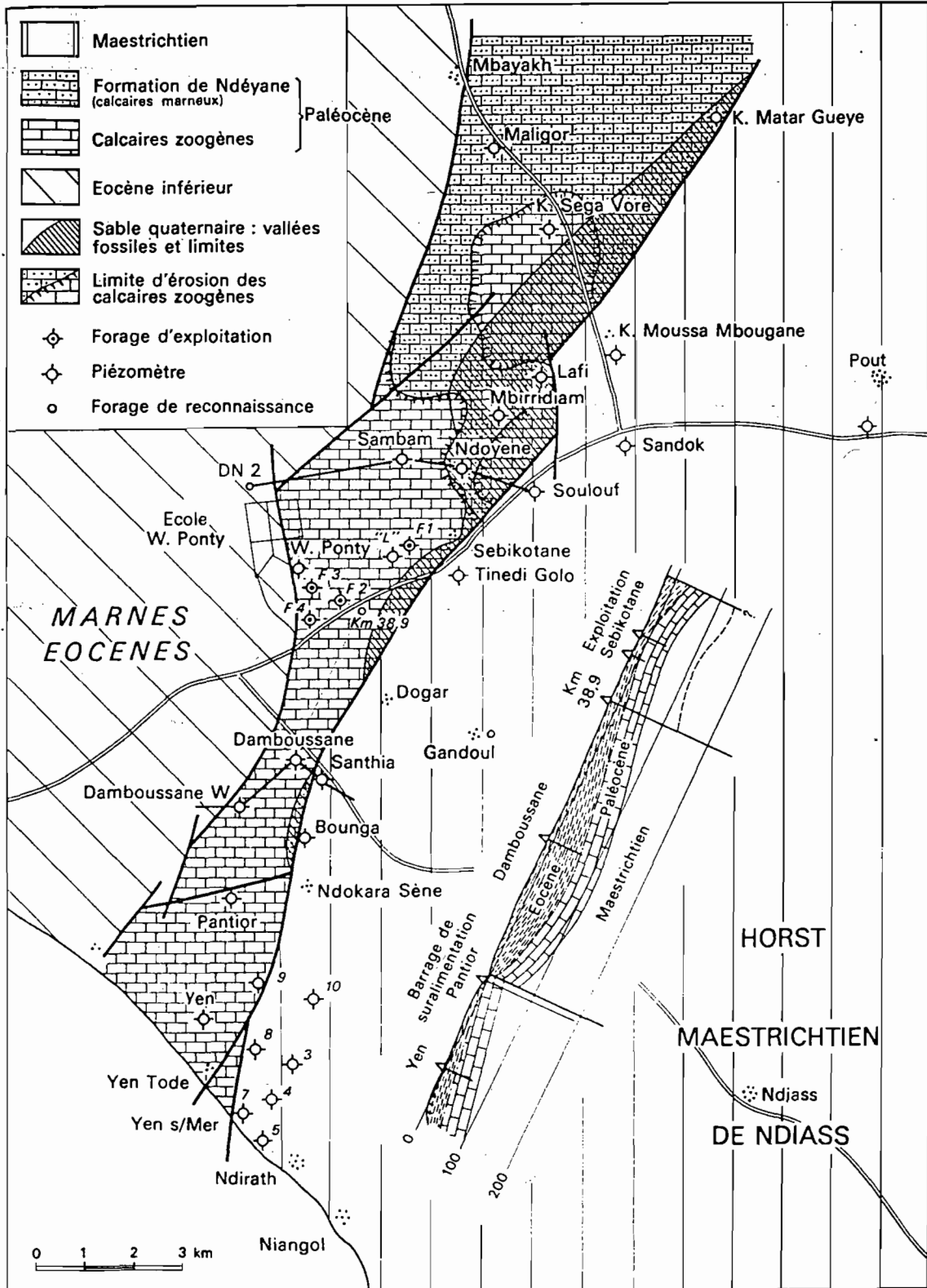
Gr. 6

## LOCALISATION DES FAILLES



# ECORCHÉ DU COMPARTIMENT DE SÉBIKOTANE

Gr. 7





éocènes imperméables et à l'est on trouve le maestrichtien sous deux faciès : série grès-calcaire et série argileux.

#### - le compartiment de Sébikotane

Les calcaires du compartiment de Sébikotane ont un pendage Ouest. A l'approche de la faille de William Ponty, le plongement s'accroît et au-delà les calcaires cèdent la place à une série marneuse.

Du Nord au Sud, le paléocèneaffleure sous son faciès "calcaire zoogène". Partout où il est visible, il est profondément karstifié. Son profondeur, sous le faciès "calcaire zoogène", les calcaires reposent directement sur les marno-calcaires.

Au Nord de Sébikotane, dans les limites même du compartiment tectonique, le paléocène a été largement érodé, parfois même, il n'existe plus. C'est le cas notamment à Kafé, Maligot et M'Biridiam où les marnes de l'éocène reposent en discordance sur les calcaires marneux (Kafé, Maligot) ou même sur le maestrichtien (M'Biridiam).

Du Nord au Sud (voir coupe Yen - Panétion - Damboussane - Exploitation Sébikotane sur le graphique n° 7), nous voyons les calcaires zoogènes peu profond à Sébikotane, s'enfoncer vers Damboussane et se relever légèrement vers Panétion. Ici une faille relève le compartiment sud faisant affleurer les calcaires dans le marigot de Panétion. Au-delà les calcaires plongent à nouveau vers le Sud recouverts par un toit de marnes

de l'éocène inférieur.

Sur cette structure se superposent les vallées fossiles de N'doyé me et de Santhia qui, actuellement, comblées par un remplissage sableux quaternaire, entaillent l'éocène inférieur (graphique n° 8).

Les calcaires zoogènes profondément karstifiés sur toute l'étendue du compartiment tectonique de Sébikotane constituent une aquifère perméable en grand à cause des grands débris qu'il outorise.

#### - À l'ouest du compartiment de Sébikotane

Les calcaires cèdent la place à des marnes. Ces marnes de l'éocène inférieur sont très imperméables.

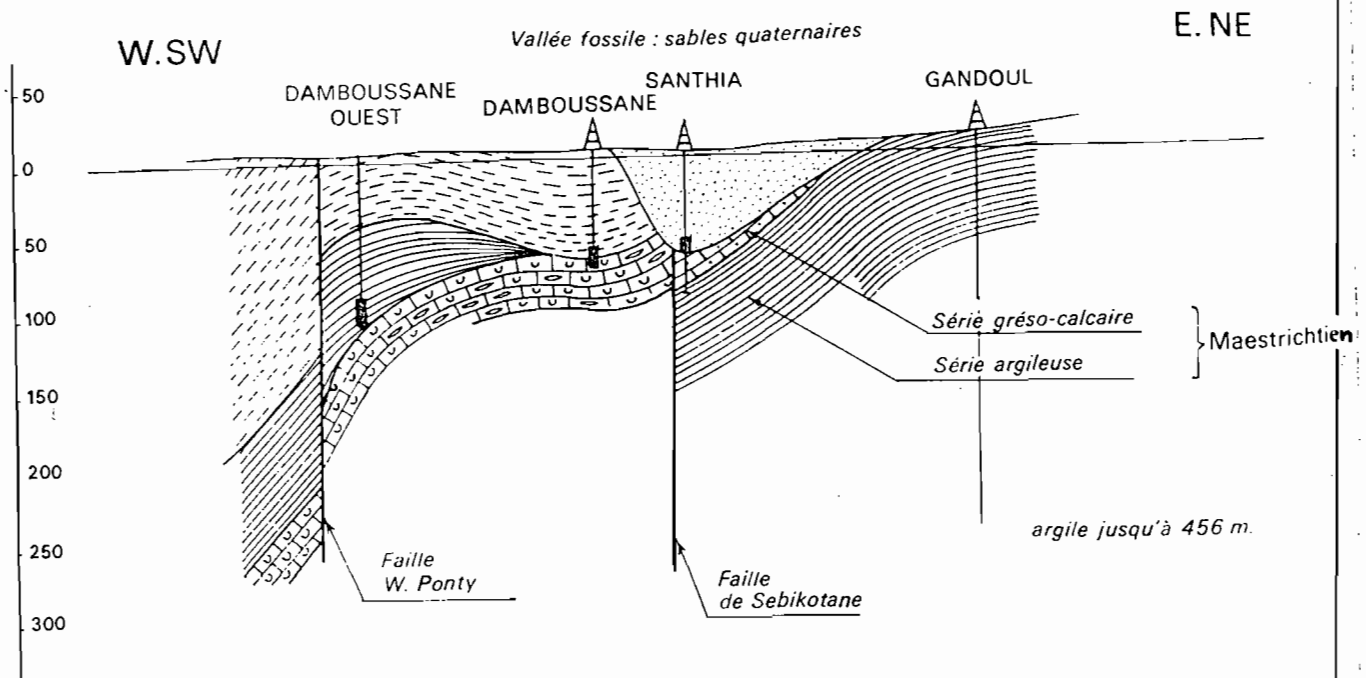
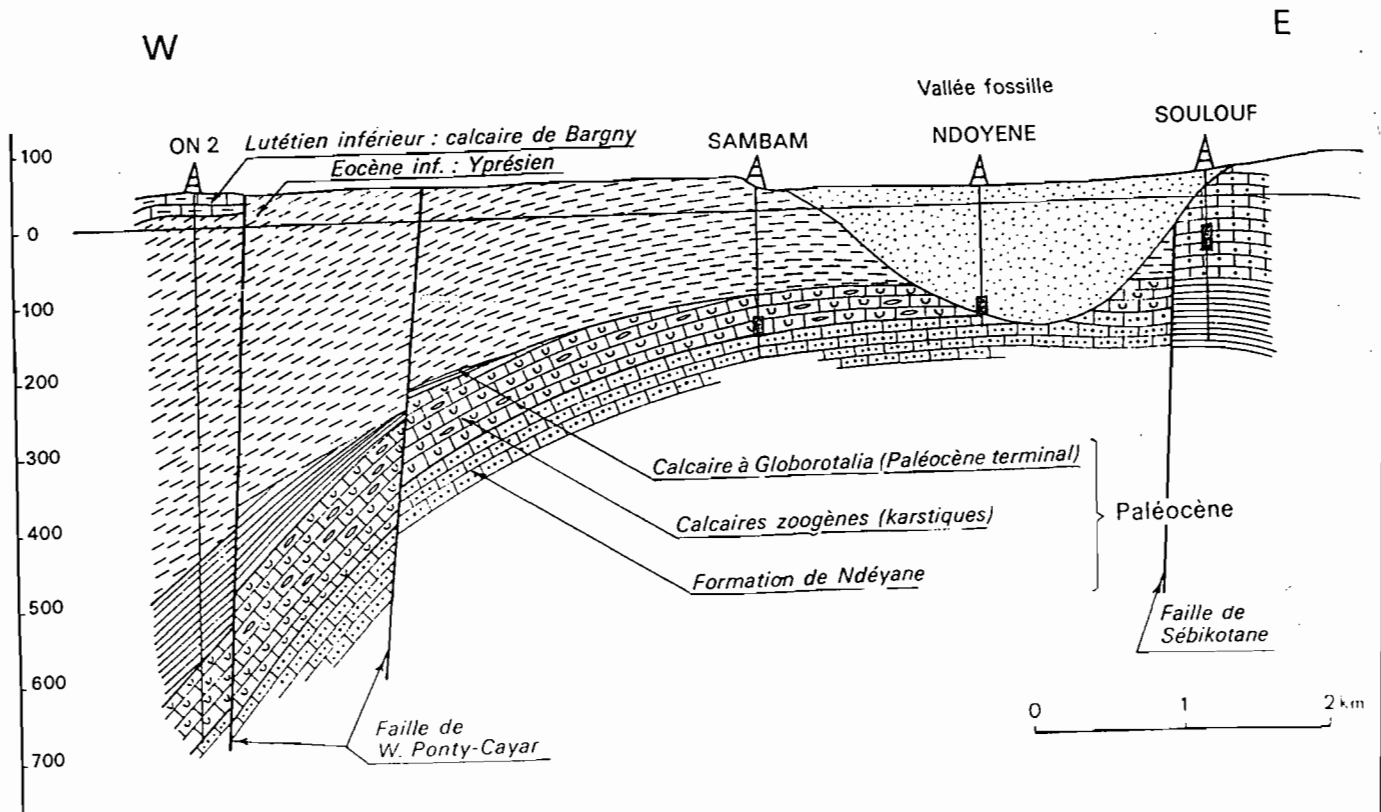
#### - À l'est du compartiment de Sébikotane

Les formations maestrichtiennes sont subaffleurantes sur l'ensemble du massif de N'Diass, masquées le plus souvent par de puissantes formations latéritiques et localement par des recouvrements sableux. Elles n'affleurent qu'au sud le long des falaises potières qui interrompent le massif. À l'ouest, elles disparaissent à la faveur d'un jeu de failles, principalement celle de Sébikotane qui les met en contact latéral avec le paléocène et l'éocène inférieur.

Dans la partie orientale du horst de N'Diass, apparaît un niveau argileux puissant d'une puissance quarantaine de mètres qui dissocie une série grès-calcaire supérieure d'une série grès-sableuse inférieure. Cette série supérieure se conserve

# COMPARTIMENT DE SÉBIKOTANE

Gr. 8



- Compartiment de Sébikotane : Coupes W-E

vers l'Est et ne retrouve pour le compartiment de Gélakobane. La série inférieure qui semble être représentée et devrait essentiellement rugileuse et rare passée paléozoïque (Grandoul, Yéba Soudouf, etc)

#### b. La délimitation du site

La délimitation du compartiment de Gélakobane, entre les deux routes nationales (Diam Niadio-Ngom et Diam Niadio Niéso) au seul forage de reconnaissance a été effectuée. Cependant au Nord et au sud de ces deux routes, beaucoup de forages ont été réalisés. Si possible les logs géologiques et des sondages nous allons effectuer des extrapolations pour essayer de quantifier l'importance des couches géologiques qui se trouvent à Dongar Paul (site choisi pour l'implantation du barrage) pour savoir si le barrage se posera sur une fondation imperméable ou perméable.

Ortes, il aurait fallu faire des forages, mais compte tenu du fait qu'on est au stade d'avant-projet et que nos moyens sont limités, nous nous permettons de faire cette extrapolation. Cependant dans la phase conception du projet, il faudrait effectuer des sondages pour mieux sentir la stratigraphie de la zone d'étude. Il faudrait aussi effectuer une campagne géophysique qui permettrait de bien délimiter les deux failles qui passent à proximité de Dongar Paul.

du Nord, nous prenons le log stratigraphique du forage de reconnaissance effectué à km 38,9 et au Sud celui de Dambourne. Le choix de ces log s'explique par le fait qu'ils sont à l'interface du compartiment de Sékétam et qu'ils peuvent être reliés par une ligne droite passant par Dongar Paul. A cela faudrait ajouter la proximité de ces forages et le fait qu'on a une coupe montrant l'évolution des formations.

On avait voulu étendre l'extrapolation en prenant les forages

Dambourne - William Pouty

Dambourne - Sambam

mais entre les surfaces verticales des failles William Pouty Koyon et Sékétam, les coupes étudiées montrent le placement des couches qui nous empêche de nous faire une extrapolation quand nous n'avons pas une coupe joignant les points considérés.

Pour Dambourne - km 38,9 nous avons :

distance Dambourne - km 38,9 2 km

Dambourne - Dongar Paul 1 km

voir les log stratigraphiques à la page suivante (Gr. 9)

nous trouvons pour Dongar Paul

une épaisseur de la couche de marne 55 m

" " " de calcaire 50 m

Il nous pouvons dire en conclusion que notre barrage sera

fondé sur une couche de marne <sup>impénétrable</sup> puisante de 55 m donc la

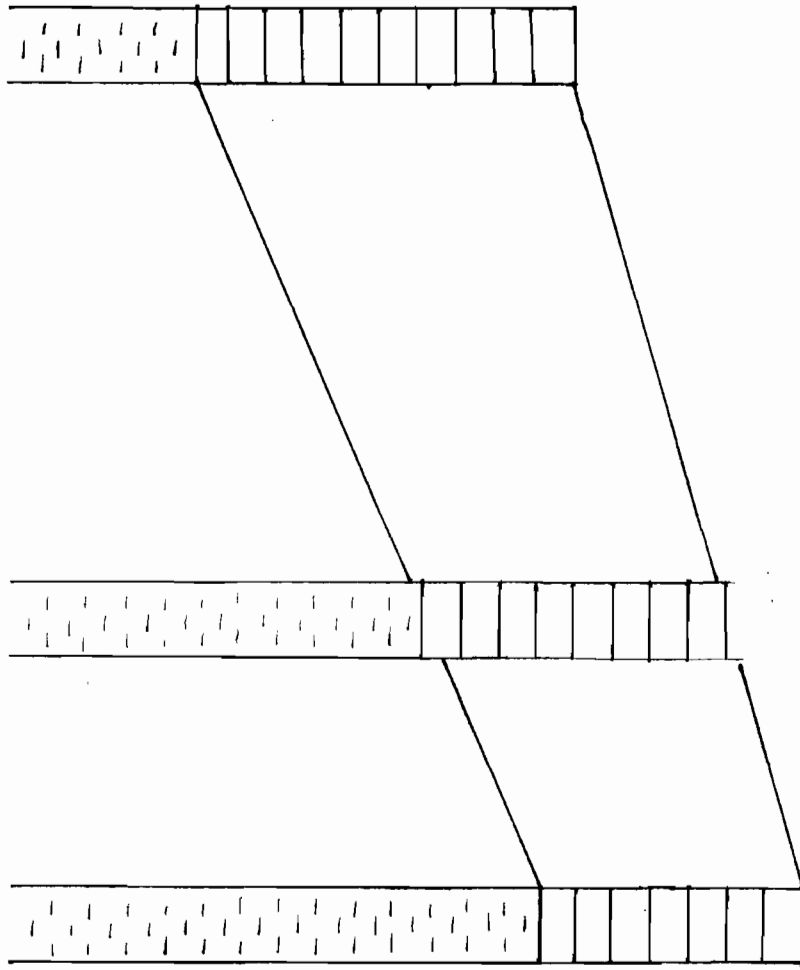
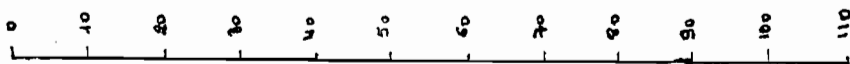
couche de calcaire ne présentera pas de danger majeur pour le barrage.



Gr-9

Damboussane

Dougar Peul

km 38,9



 marne  
 Calcaire karstifié

Log stratigraphiques

Des prélèvements d'échantillons ont été effectués à Dougan à deux endroits différents :

- au niveau du site que l'on a choisi pour implanter le barrage
- à l'amont de l'emplacement du barrage

Sur l'axe du barrage, nous avons pris des échantillons au niveau du lit du cours d'eau et sur les berges alors qu'à l'amont de cet endroit nous nous sommes intéressés uniquement à ce qui se passe dans le lit du cours d'eau.

Nous avons trouvé au niveau du site

- Sur la rive droite, du sable argileux en surface et jus qu'à 84 cm de l'argile sableuse.
- Sur la rive gauche, en surface du sable argileux avec des traces d'argile jus qu'à 60 cm et au delà jus qu'à 77 cm de l'argile sableuse.
- Sur le lit, en surface et jus qu'à 1,63 mètre de l'argile noire.

De 1,63 à 2,00 m de l'argile noire sableuse

De 2,0 à 2,74 m du sable

Au-delà nous supposons que nous avons de l'argile beige. Cet argile a été trouvé à l'amont à partir de 3,12 mètres.

à l'amont de ce site

Sur le lit en surface et jusqu'à 1,84 mètres nous avons de l'argile noire.

De 1,84 à 2,40 mètres du sable argileux

De 2,40 à 2,77 mètres du sable

De 2,77 à 3,12 mètres de l'argile beige

Des essais ont été réalisés sur :

- l'argile noire située à 1,2 m et 1,63 m, nous avons effectué une granulométrie par lavage à l'eau, une sédimentométrie et les limites d'Atterberg. Ces essais nous permettent de dire que cette argile noire est en fait un mélange d'argile et de sable avec un peu de silt. La plasticité est moyenne.
  - l'argile beige située à 3,12 mètres, nous avons effectué les mêmes essais que précédemment. Il s'agit d'un sable argileux avec des traces de silt. La plasticité est faible.
  - le sable prélevé à 2,00 mètres, nous avons procédé à une granulométrie à sec. La courbe obtenue montre qu'il s'agit d'un sable à granulométrie uniforme.
- Toutes les courbes et les essais figurent en annexe I.



## 2- Pédologie - Généralités sur les sols

Étude faite par D. Dubroeuq, pédologue du centre O.R.S.TOM de Dakar.

Le bras principal du réseau de drainage aboutissant à Panétior, divise le bassin versant en deux zones distinctes où l'on retrouve des types de sols différents :

### - À l'est du bras principal

On rencontre des sols essentiellement sableux, non calcaires.

- sur le cordon dunaire, les sols sont brun-rouge subarides, sur dunes. Ce sont des sols sableux et très meubles.

- dans les zones basses au pied des grès cuirassés du massif de Ndian, les sols sont ferrugineux tropicaux peu lessivés, sur colluvions sablo-argileuses des grès ferrugineux. Ce sont des sols sableux, faiblement argileux dans la majorité du profil, devenant en profondeur assez mal drainés.

- dans les zones basses au pied du cordon dunaire, des sols hydromorphes peu humifères ou pseudogley gris. Ce sont des sols sableux faiblement argileux en surface, noirs ou gris et très compacts au 1<sup>er</sup> m d'épaisseur, passant vers 120 cm à un matériau meuble sableux avec des taches à pseudogley. Cette forte compacité rend les sols assez peu perméables et ils constituent des mares temporaires dans les dépressions du pied des dunes, lors des périodes humides.

### - À l'ouest du bras principal

les sols sont très argileux de couleur noire ou brun foncé, et calcaires dans la majorité du profil.

- Sur les entailles des axes de drainage et les pentes fortes les sols sont calcimagnésiques carbonatés, tendus à forte effervescence, sur marnes. Ce sont des sols squelettiques très calcaires, où les marnes sont sub-affleurantes. Ils s'érodent très rapidement à cause de la pente.

- Sur les interfluvies, les sols sont calcimagnésiques carbonatés, brun calcaires vertiques, sur marnes. Ces sols sont fortement soumis à l'érosion.

- Dans les bas fonds et les cuvettes (kip kip, dougar)<sup>on trouve</sup>, des vertisols à drainage interne nul ou réduit, à structure arrondie en surface, si caractères d'hydromorphie, sur argiles noires colluviales. Ce sont des sols noirs irrégulièrement calcaires dans l'ensemble du profil, comportant des lots entrecroisés de grains calcaires et de gravillons. Ils sont très argileux, épais de 1,50 m ou plus, avec des fentes de dessiccation. Ces sols sont complètement imperméables lorsqu'ils sont humectés. Ils sont traversés par des chenaux servant d'axe de drainage. Ces sols sont très peu soumis à l'érosion par l'eau.


- dans les zones à couverture sableuse peu épaisse, les sols sont calcimagnésiques saturés, bruns calciques, épais à structure massive, sur marnes et marno-calcaires.


Ces zones se rencontrent à proximité de Sébikotane et à proximité du Nord de l'école William Ponty. Elles correspondent à des recouvrements de 1,5 à 2m d'épaisseur de sables jaunes faiblement argileux, provenant d'un erg certainement très ancien, actuellement très aplati et persistant dans le creux de la topographie. Il recouvre directement les marnes de l'Éocène inférieur sans mélange apparent des matériaux en présence. Les sols sont sableux à sablo-argileux, avec une couleur brune accentuée en surface. Ils ne sont calcaires qu'en profondeur. Ces sols sont en plus assez médiocrement drainants en profondeur. Le ruissellement superficiel est donc relativement important sur ces types de sol lors des précipitations et il y a un entraînement sélectif des sables moyens et fins vers les axes de drainage (graphique n 10.).


# BASSIN DE PANÉTIOR


Gr 19


## CARTE PÉDOLOGIQUE


 Série du massif de N Diass


 Sols Diass au colluvions  
sable - argileuses

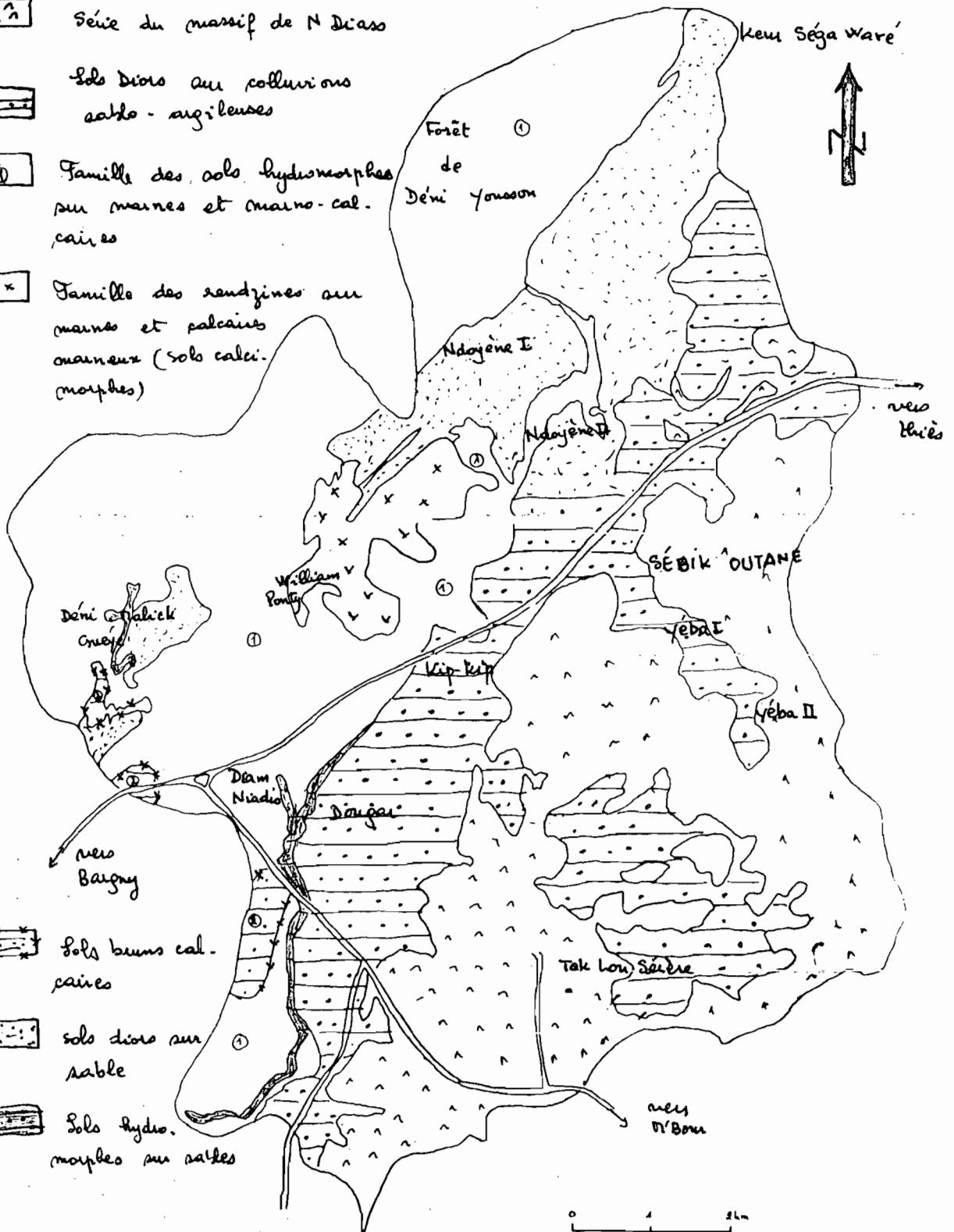
 Famille des sols hydromorphes  
sur marnes et marno-cal-  
caires

 Famille des rendzines sur  
marnes et palcaires  
marnaux (sols calci-  
morphes)

 Sols bruns cal-  
caires

 sols diass sur  
sable

 Sols hydro-  
morphes sur sables



chapitre V

Etude hydrologique

# Étude Hydrologique

L'étude hydrologique a été faite sur deux bassins versants :

- celui de Panétior
- celui de Dongar

L'étude du bassin de Panétior s'explique par le fait qu'il représente le bassin versant topographique de Séhikotane. Il fallait étudier tout ce bassin versant pour pouvoir choisir un site favorable qui permette de retenir le maximum d'eau tout en présentant des caractéristiques topographiques et hydrogéologiques très intéressantes.

L'étude du bassin de Dongar peut s'expliquer par le fait qu'il représente le site effectivement choisi (nous reviendrons sur les raisons de ce choix dans la partie intitulée "choix du site du barrage").

## 1 Étude hydrologique du bassin de Panétior

Sous les détails de calcul de cette étude figurent à l'annexe II

### 1.1 Caractéristiques

Les caractéristiques chiffrées du bassin sont les suivantes

Superficie ,  $A_{sv} = 93 \text{ km}^2$

Périmètre ,  $P = 50 \text{ km}$

Trois indices de compacité ont été calculés pour connaître la forme de notre bassin versant. Il s'agit de

- l'indice de compacité de Gravelius, (ICG).

Il est déterminé par le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie

$$ICG = \frac{0,28 P}{\sqrt{A_{BV}}}$$

lorsque ce rapport est supérieur à 1, le bassin est de forme allongée.

Pour notre bassin  $ICG = 1,41$ , donc il est de forme allongée.

- l'indice de compacité de Horton, ICH

Il exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin à la longueur du cours d'eau principal ( $L_p$ )

$$ICH = \frac{A_{BV}}{L_p^2}$$

lorsque ce rapport tend vers 0, nous avons un bassin allongé.

Pour notre bassin  $ICH = 0,295$ , donc il est de forme allongée.

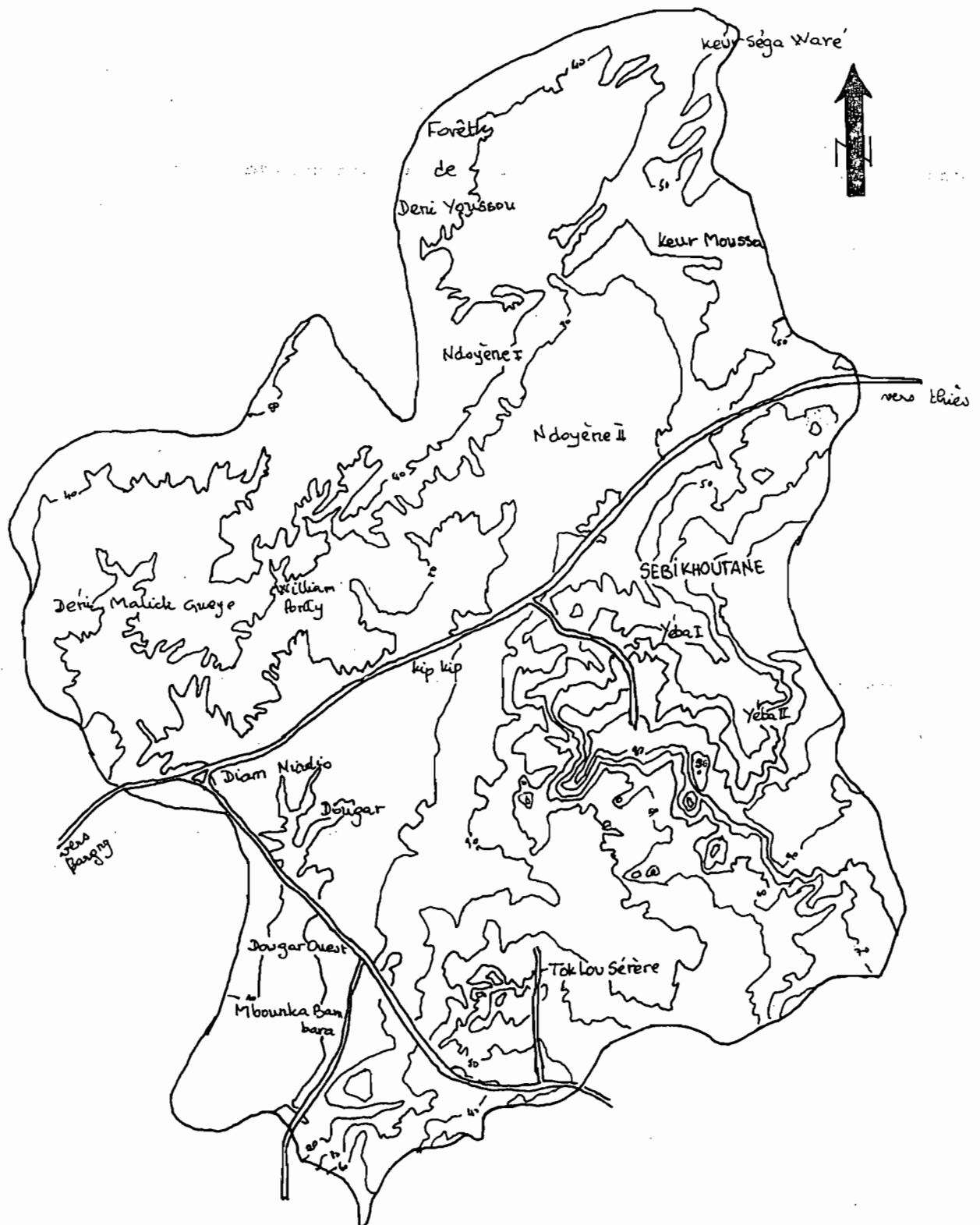
- l'indice de compacité de Miller, ICM

Il compare l'aire du bassin versant à celui d'un cercle ayant le même périmètre que le bassin considéré

# BASSIN DE PANÉTIOR

Gr 11

## CARTE TOPOGRAPHIQUE





$$ICM = \frac{4\pi A_{sv}}{P^2}$$

lorsque ce rapport tend vers 1, nous avons un bassin de forme circulaire.

Pour notre bassin  $ICM = 0,5$ , donc le bassin n'est pas de forme circulaire.

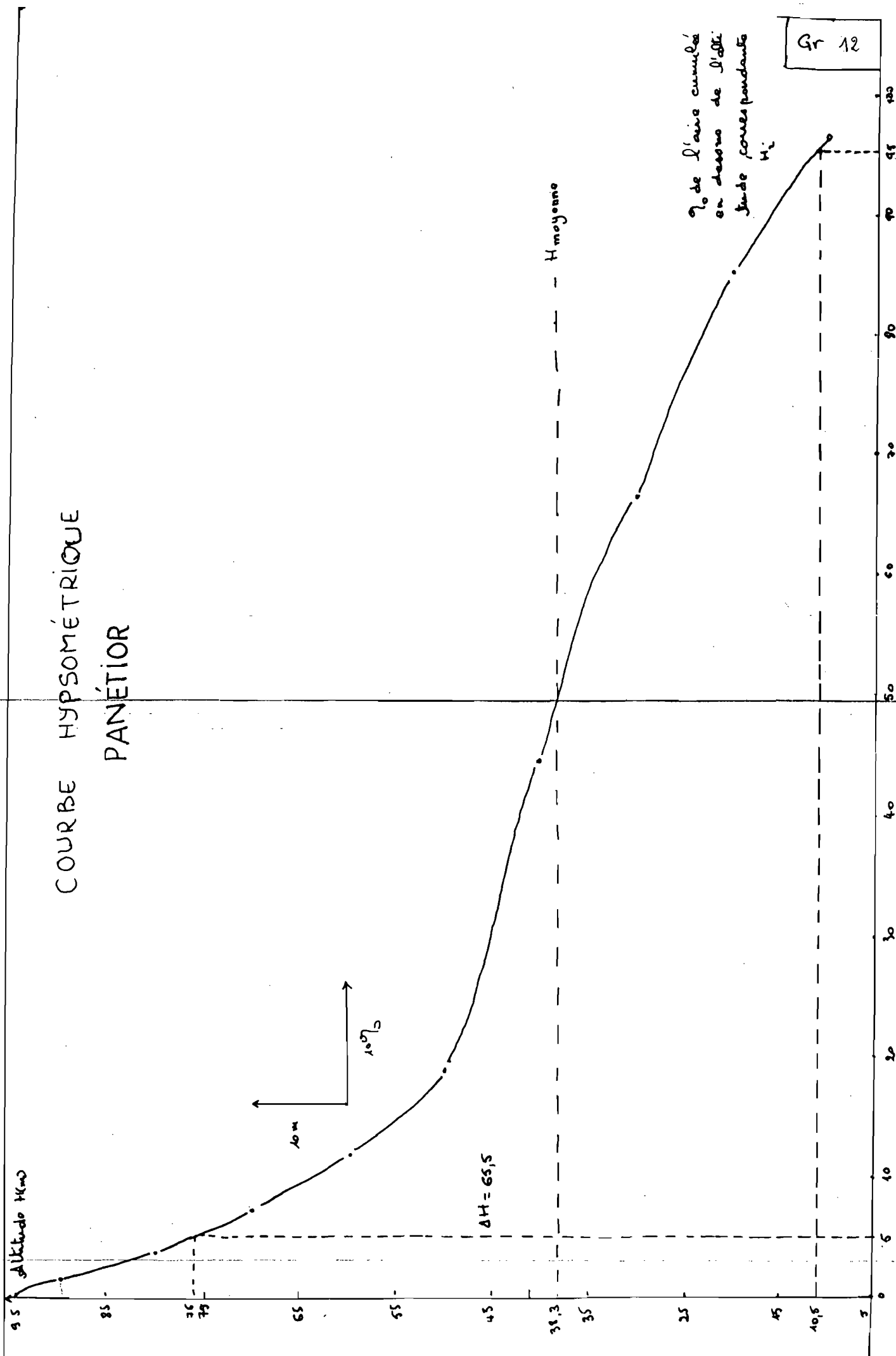
Ces 3 indices de forme, nous montrent que nous sommes en présence d'un bassin allongé, donc nous avons une forme favorable à l'écoulement des eaux.

## 12. Relief

Le lit du cours d'eau à l'exutoire du bassin versant est à l'altitude 5,0 mètres IGN. Les reliefs les plus marqués sont situés sur le massif de N'Diass. Le point culminant est à l'altitude 96 mètres (graphique n°11).

La courbe hypsométrique s'établit en portant en ordonnée les altitudes et en abscisse le pourcentage des surfaces cumulées au-dessus d'une cote d'altitude donnée. Cette courbe 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 région 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...

# COURBE HYPSONÉTRIQUE PANÉTIOR



## Répartition hypsométrique

Altitudes (m) $H_{i-1} - H_i$	Aire entre 2 courbes $a_i$ (km <sup>2</sup> )	$\frac{a_i \times 100}{A_{BV}}$ %	$x$ = Aire en % cumulée située en dessous de l'altitude $H_i$	$y$ = Aire en % cumulée située en dessous de l'altitude $H_i$ $y = 100 - x$
5 à 10	3,80	3,8	3,8	96,2
10 - 20	11,1	11,2	15,0	85
20 - 30	18,2	18,4	33,4	66,6
30 - 40	21,6	21,9	55,3	44,7
40 - 50	25,7	25,9	81,2	18,8
50 - 60	7,3	7,3	88,5	11,5
60 - 70	4,3	4,4	92,9	7,1
70 - 80	3,5	3,5	96,4	3,6
80 - 90	2,3	2,4	98,8	1,2
90 - 95	1,0	1,0	99,8	0,2

L'altitude moyenne du bassin ressort à 38,3 m (graphique n° 12)

La courbe hypsométrique présente une pente assez forte pour les basses et hautes altitudes. Pour les faibles altitudes nous avons des plaines et pour les hautes altitudes nous trouvons sur le massif de N'Diara.

Le rapport de relief (RR), quotient entre le relief total (RB) du bassin et la longueur maximale du cours d'eau principal (LB),

$$RR = \frac{RB}{LB}$$

est égal à 0,0029. Il permet surtout de comparer des bassins entre eux.

### 1.3 Hydrographie

Le réseau de drainage aboutissant à Panétiou est constitué d'un bras principal coulant du Nord-Est au Sud-Ouest. Trois paramètres permettent de caractériser le réseau de drainage : la densité de drainage, la pente moyenne du cours d'eau, le rapport de confluence.

#### a) la densité de drainage

Elle représente la longueur totale des cours d'eau par unité de surface du bassin versant (Horton 1932)

$$DD = \frac{L_c}{A_{BV}}$$

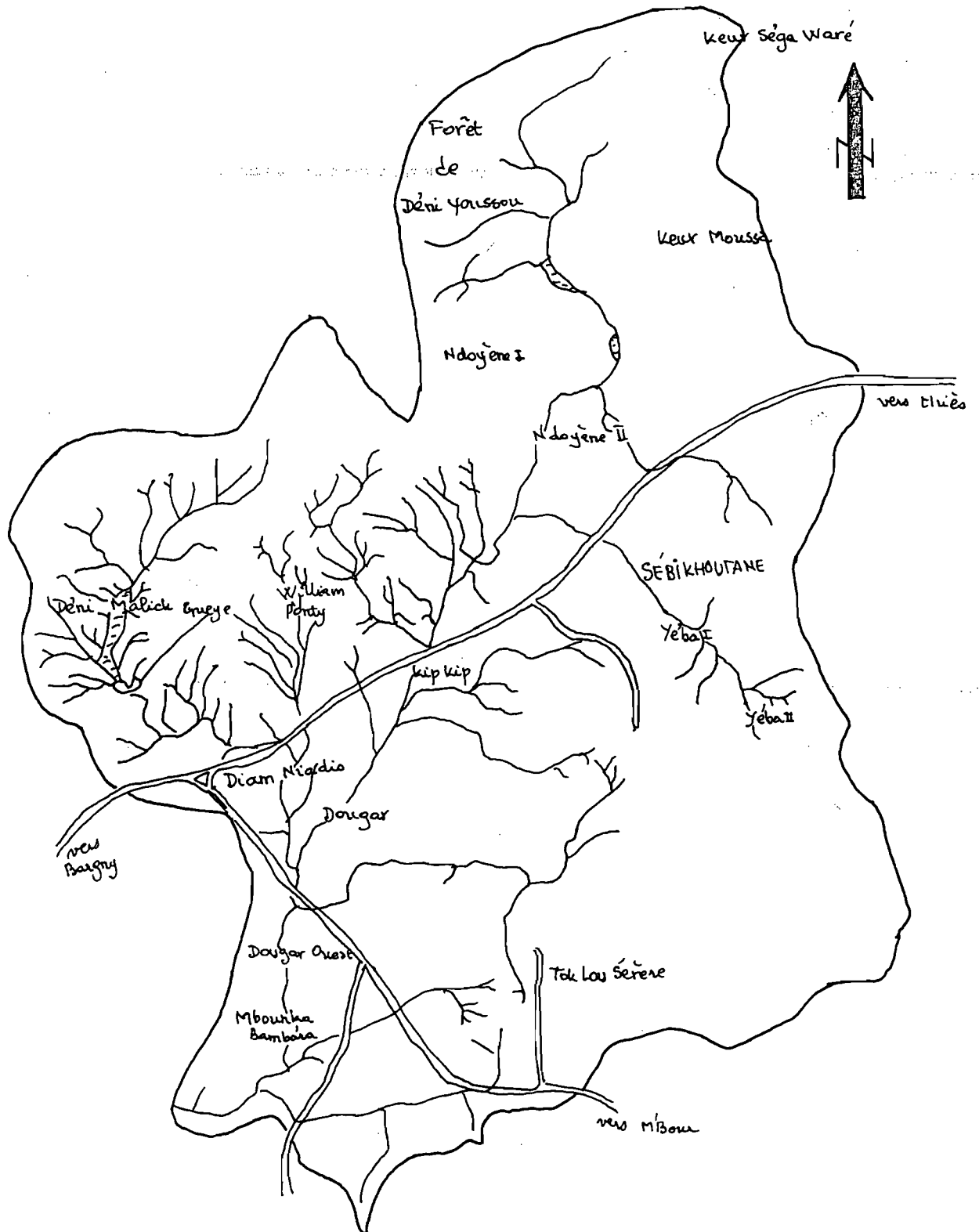
DD densité de drainage,  $DD = 1,21 \text{ km/km}^2$

$L_c$  longueur totale des cours d'eau,  $L_c = 113,5 \text{ km}$

La densité de drainage dépend de plusieurs facteurs notamment la géologie, la topographie, les caractéristiques climatiques. Beaucoup de chercheurs ont essayé de l'interpréter. Ainsi Strahler (1964) et Linsley ont observé et conclu que les faibles valeurs indiquent un sol résistant à l'érosion ou très perméable et où le relief est peu accidenté. Les valeurs fortes indiquent des sols facilement érodés et relativement imperméables, où les pentes sont fortes et où le couvert végétal est insuffisant.

# BASSIN DE PANÉTIOR RÉSEAU DE DRAINAGE

Gr. 13



La densité de drainage du bassin de Panétion étant supérieure à 1, nous sommes en présence d'un sol assez imperméable.

Le réseau hydrographique (graphique n° 13) montre deux grands faciès en fonction des sols qu'il traverse. À l'ouest, sur les sols calcaires, le réseau est assez dense et bien marqué. En tête de bassin, le réseau se présente en une multitude de petites rigoles rejoignant le bras principal. Sur le cours moyen, il existe une vaste zone d'épandage, en particulier dans la fourche des routes de Thiès et de M'Bour. Plus au Sud, une succession de marais et de seuils ralentissent et retiennent l'écoulement. Ces sols très argileux de couleur noire ou brun foncé et calcaires dans la majorité du profil amènent un drainage irrégulier et un écoulement immédiat vers l'exutoire. À l'est, les sols perméables avec des eaux de rétention dans les nappes sub-superficielles amènent un drainage lent et un écoulement régulier vers l'exutoire.

b) la pente moyenne du cours d'eau principal

Elle est définie par

$$PMC = \frac{2 H_{moyc}}{L_p}$$

$H_{moyc}$  est l'altitude moyenne du cours d'eau principal, on l'obtient en divisant la surface sous le profil en long du cours d'eau par la longueur du cours d'eau principal.

$H_{moy C} = 20,03 \text{ m}$      $L_p = 18,33 \text{ km}$      $PME = 2,2 \text{ m/km}$

C'est une variable indépendante qui détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin. Elle influence le débit maximal observé. Une pente abrupte accélère l'écoulement tandis que sur un terrain plat, l'eau aura plus de temps pour s'infiltrer dans le sol.

Répartition du profil

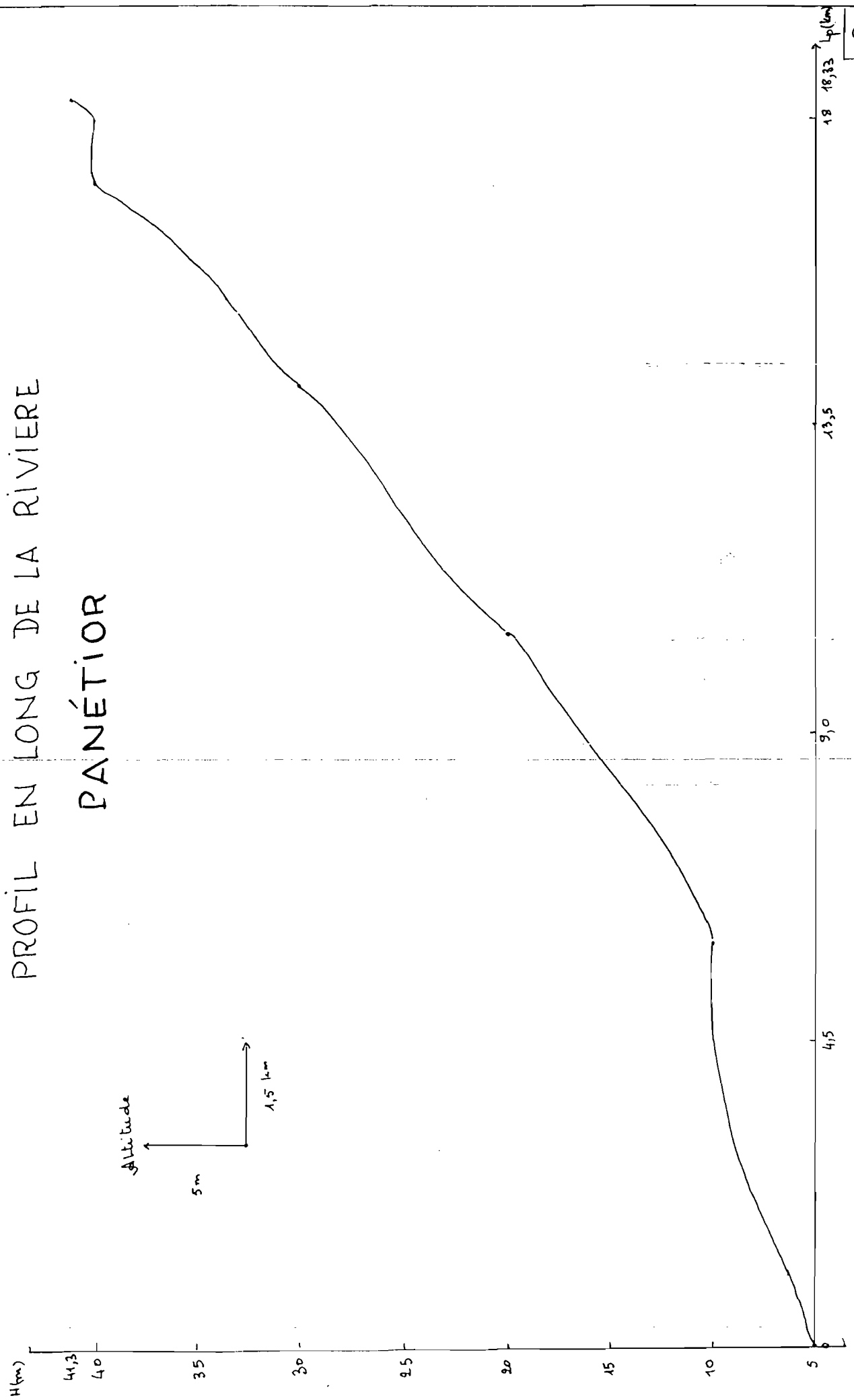
Distance de l'exutoire à la combe d'altitude $H_i$ (km)	Altitude $H_i$ (m)
0	5
4,3	10
5,3	10
10,5	20
14,2	30
17,1	40
18,0	40
18,33	41,3

La pente moyenne du cours d'eau principal est de 2,2‰ (graphique n° 14) -

### c) Le rapport de confluence

Le rapport de confluence (RC) nombre sans dimension, exprime la forme d'un réseau de drainage. C'est un

# PROFIL EN LONG DE LA RIVIERE PANÉTIOR



Gr. 14



élément important à considérer lorsque nous voulons effectuer des corrélations d'une région à une autre

$$RC = \log_{10}^{-1} b$$

b pente de la droite de régression

Pour le bassin de Panétion  $b = 0,5144$ ,

$$RC = \log_{10}^{-1}(0,5144) = 3,27$$

D'après Strahler, RC peut varier entre 3 et 5 pour une région où la géologie du sol n'a aucune influence. En présence d'un substratum rocheux couvert de dépôts meubles le réseau hydrographique se développe facilement. Par contre si la roche en place domine, la ramification s'intensifie lentement s'il s'agit d'une formation gréseuse et rapidement s'il s'agit d'un sol calcaire.

Le rapport de confluence confirme les résultats précédents à savoir :

- à l'Est, la roche en place domine (formations latéritiques et gréseuses). La ramification s'intensifie lentement.
- à l'Ouest, nous avons les formations calcaires et des sols argileux ce qui explique la ramification très dense des cours d'eau.

## 2 Étude hydrologique du bassin de Dongar Peul

Tous les détails de calcul figurent à l'annexe II

### 2.1 Caractéristiques

Les caractéristiques chiffrées du bassin

Superficie ,  $A_{Bv} = 53 \text{ km}^2$

Périmètre ,  $P = 36,7 \text{ km}$

indice de compacité de Cravelius ,  $ICG = 1,41$

indice de compacité de Horton ,  $ICH = 0,327$

indice de compacité de Miller ,  $ICM = 0,43$

Ces trois indices de forme nous montrent qu'on est en présence d'un bassin allongé, donc nous avons une forme favorable à l'écoulement des eaux.

## 22 Relief

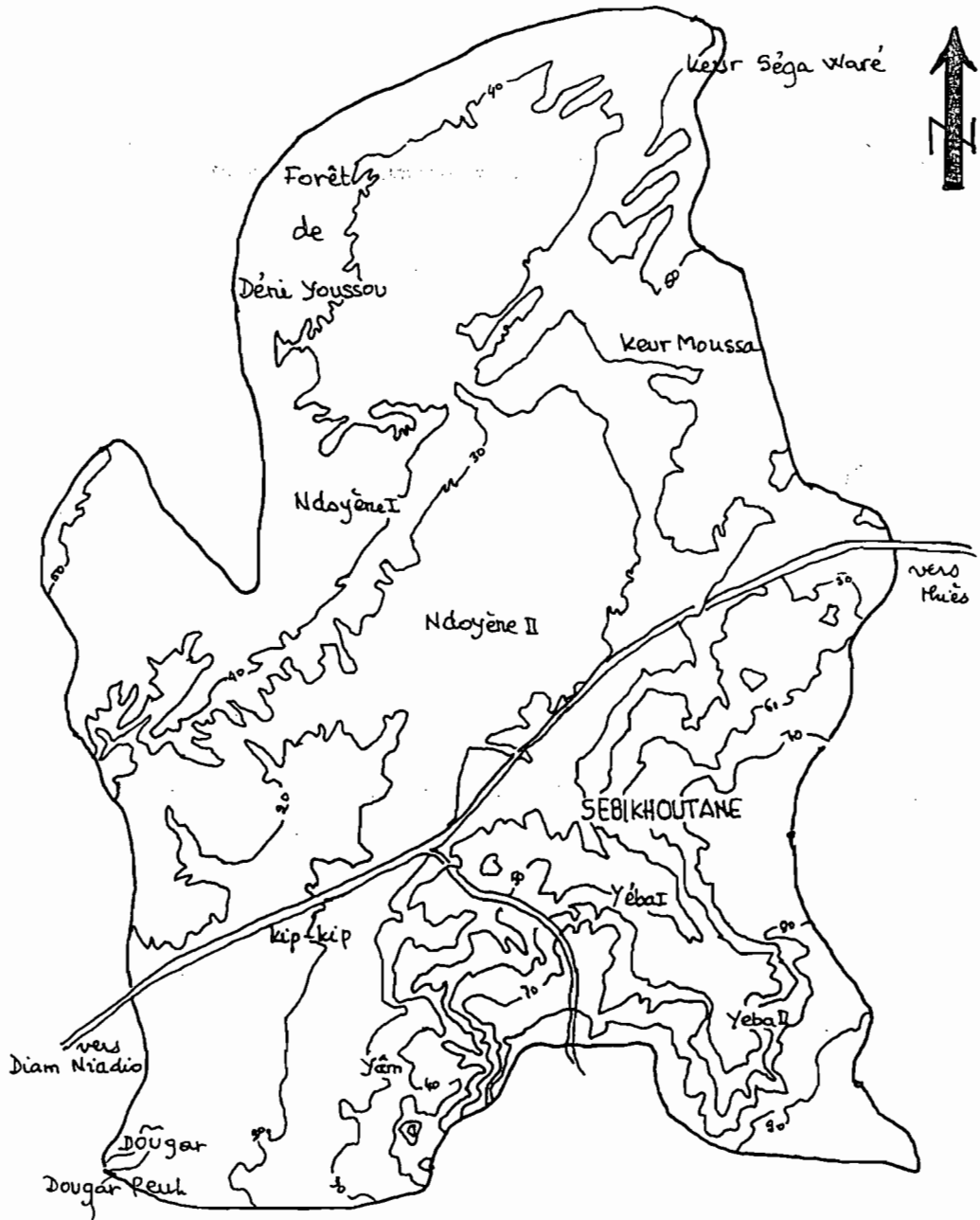
Le lit du cours d'eau à l'exutoire du bassin versant est à l'altitude 80 mètres. Les reliefs les plus marqués sont situés sur le massif de N'Diass. Le point le plus élevé est à l'altitude 86 mètres (graphique n° 15).

La répartition hypsométrique est la suivante

Altitude $H_i$ (m) $H_{i-1} - H_i$	Aire entre 2 courbes $a_i$ ( $\text{km}^2$ )	$\frac{a_i \times 100}{A_{Bv}}$ %	$x =$ Aire en % cumulée située en dessous de l'altitude $H_i$	$y =$ Aire en % cumulée située en dessous de l'altitude $H_i$ $y = 100\% - x$
8-10	0,08	0,16	0,16	99,84
10-20	4,6	8,7	8,9	91,1
20-30	10,4	19,6	28,5	71,5
30-40	10,9	20,6	48,1	51,9
40-50	15,2	28,7	77,4	22,6

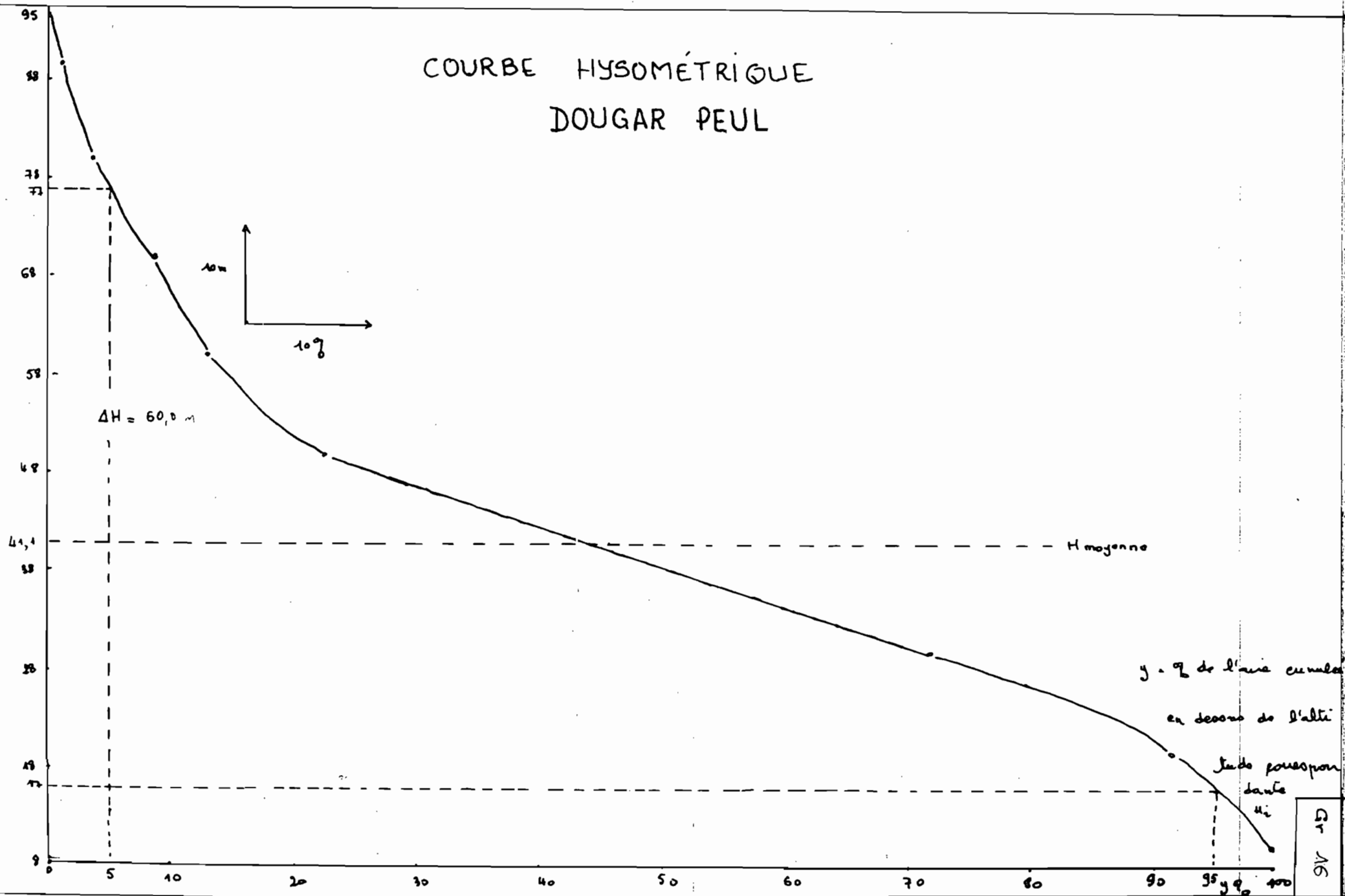
# BASSIN DE DOUGAR PEUL CARTE TOPOGRAPHIQUE

Gr. 15.



# COURBE HYSOMÉTRIQUE DOUGAR PEUL

97



50-60	5,0	9,4	87,2	12,8
60-70	2,2	4,2	91,4	8,6
70-80	2,7	5,0	96,4	3,6
80-90	1,3	2,4	98,8	1,2
90-95	0,6	1,1	99,3	0,1

L'altitude moyenne du bassin se situe à 41,1 m (graphique n° 16). La courbe hypsométrique présente les mêmes caractéristiques que celle de Panétior. Cependant sa pente aux basses altitudes est plus forte.

Le rapport de relief ( $RR = 0,0037$ ) est plus élevé que celui de Panétior ( $RR = 0,0029$ ). Ceci s'explique par le fait que la partie la plus plane du bassin de Panétior ne fait pas partie du bassin de Dongar Peul.

### 2.3 Hydrographie

Le réseau de drainage aboutissant à Dongar Peul est constitué d'un bras principal coulant du Nord-Est au Sud-Ouest (graphique n° 17). La densité de drainage du bassin est de  $1,044 \text{ km/km}^2$ . Cette différence avec le bassin de Panétior s'explique par le fait que tous les cours d'eau provenant de William Ponty et de Déni Nahich Créye rejoignent Panétior sans passer par Dongar (graphique n° 13).

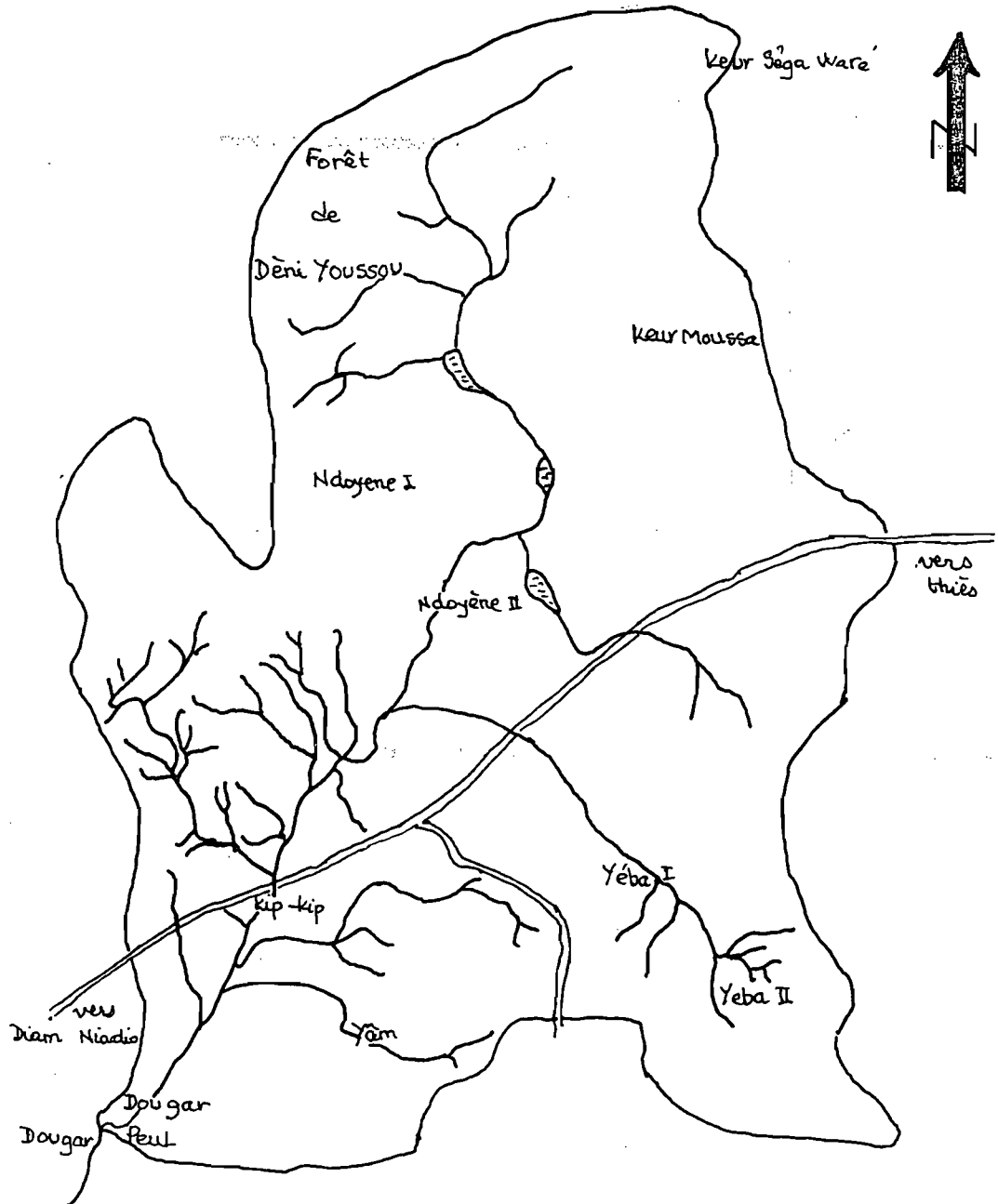
Répartition du profil en long

$$H_{\text{moy}} = 15,5 \text{ m}$$

$$L_p = 12,73 \text{ km}$$

# BASSIN DE DOUGAR PEUL RÉSEAU DE DRAINAGE

Gr. 17



Distance de l'exutoire à la courbe d'altitude $H_i$ (km)	Altitude de $H_i$ (m)
0,5	10
4,95	20
8,85	30
11,8	40
12,05	40
12,73	41,3

la pente moyenne du cours d'eau principal est de 2,44 ‰ (graphique n° 18)

le rapport de confluence  $RC = 3,71$

$$RC = \log_{10}^{-1} 0,57 = 3,71 \quad , \quad 3 \leq 3,71 \leq 5$$

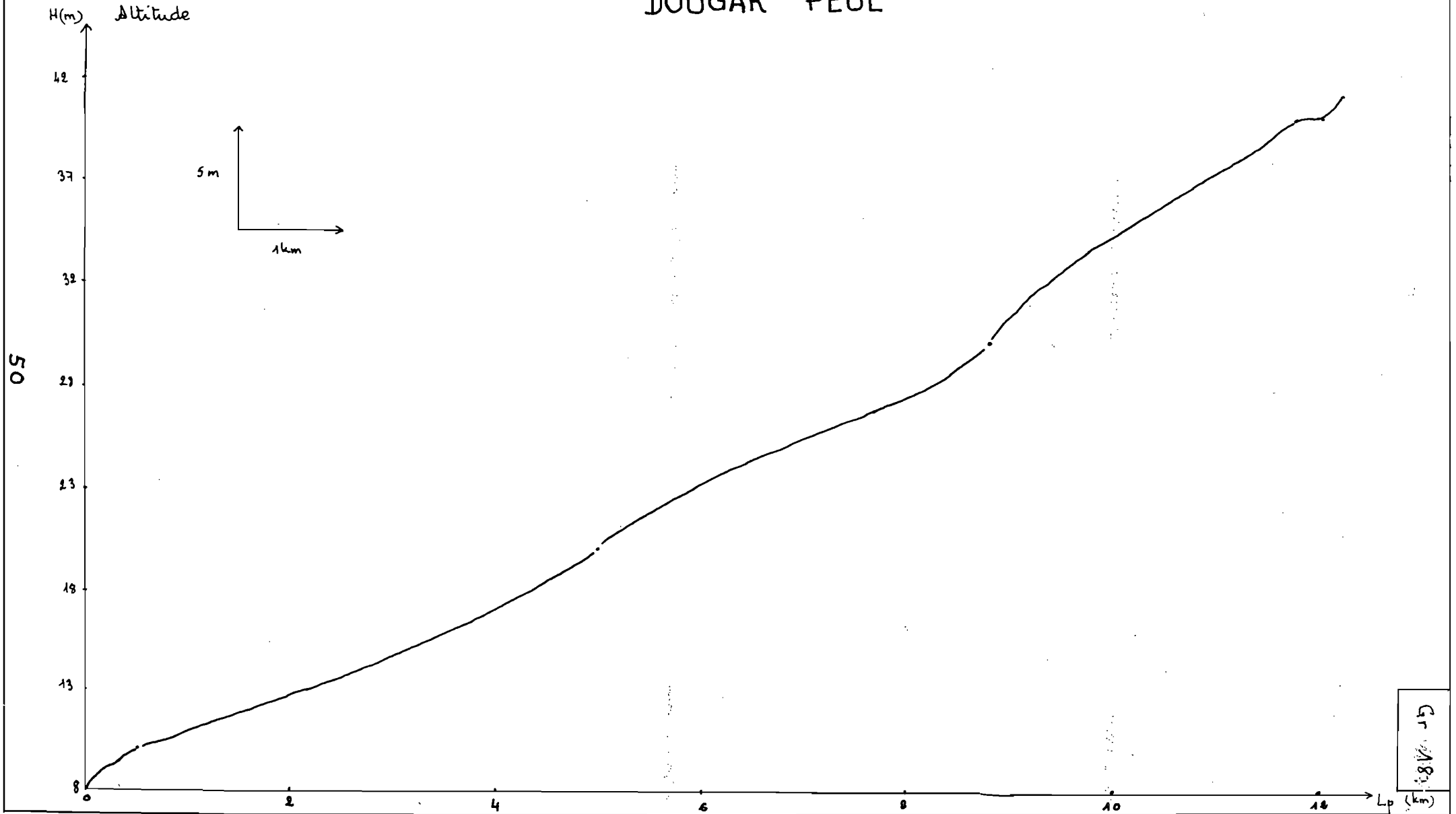
En conclusion, on peut dire qu'on peut se référer, pour la courbe hypsométrique, la densité de drainage et le rapport de confluence aux conclusions qui ont été tirées de l'étude du bassin de Panétix.

### 3 Les apports annuels d'eau

Il n'existe pas de données hydrométriques permettant d'estimer les apports annuels. Cependant l'enquête menée auprès des habitants et les dégâts qu'on a effectivement constatés laissent supposer de très grands débits.

Dans le cadre du projet d'équipement du lavage de Ponty, le service de l'hydraulique estimait sur les 8,5 km<sup>2</sup>

# PROFIL EN LONG DE LA RIVIERE DOUGAR PEUL





du bassin versant de Sébi-Ponty, un volume écoulé en année moyenne de pluie de l'ordre de 273 000 m<sup>3</sup> et pour l'ensemble kip-kip, Sébi gare, Sébi Ponty et Dongar un volume écoulé estimé à quelques millions de m<sup>3</sup>

#### 4. Pertes par évaporation et infiltration

D'après l'O.R.S.T.O.M office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer, l'évaporation mesurée au bac Colorado à Sangalkam est de 1667,8 mm/an et au Piche 997,8 mm/an. A Sébikotane, à cause de l'influence océanique, l'évaporation est de l'ordre de 1400 mm/an.

D'après le C.I.E.H l'infiltration est fonction de l'étanchéité de la cuvette. Elle va en s'améliorant au fur et à mesure du dépôt des colloïdes en suspension dans les eaux ruiselées. Une infiltration de 2 à 3 mm/j peut être tenue comme moyenne acceptable

#### 5. Les apports solides

Le problème des apports des sédiments est très mal connu, peu d'études ont été réalisées dans ce domaine. Il n'est quasiment jamais abordé dans les dossiers de conception des petits barrages en terre. Cependant pour les barrages situés ou de petits bassins versants très pentus les transports solides peuvent être bien plus importants

## 6. Estimation de la crue de projet

Le manque de données et d'observations hydrologiques nous a poussés à utiliser des méthodes estimatives pour le calcul du débit de crue.

Ainsi nous avons utilisé 3 méthodes de calcul de la crue décennale  $Q_{10}$ .

- la méthode de Rodier et Auray
- la méthode de Rodier et Auray modifiée
- la méthode du C.I.E.H

Les deux méthodes de Rodier et Auray (hydrologues de l'O.R.S.T.O.M) ont été développées pour l'Afrique de l'Ouest pour des bassins versants de superficie inférieure à  $120 \text{ km}^2$ .

La méthode du C.I.E.H peut s'appliquer à des bassins de superficie supérieure à  $120 \text{ km}^2$ . En plus elle présente l'avantage d'utiliser des paramètres faciles à estimer, sans connaissance hydrologique particulière.

La théorie de ces méthodes figure en annexe II.

Nous ne ferons que rappeler les résultats qui ont été trouvés en annexe.

### 6.1 Estimation de la crue décennale pour Panétior

#### 6.1.1 Méthode de Rodier et Auray

Le débit de crue est donné par la relation suivante

$$Q_{10} = Q_{maxr} + Q_{base}$$

$$Q_{\max r} = \frac{A \cdot k \cdot k_r \cdot P_{10} \cdot A_{BV}}{t_b}$$

le débit de base  $Q_b$  ou débit des nappes souterraines est souvent négligé lorsque le bassin n'est pas trop perméable, ou que la pluviométrie annuelle est en moyenne à 800 mm, ou encore lorsque la cuvette de stockage n'est pas en continuité hydraulique avec la nappe souterraine.

Si on néglige  $Q_{\text{base}}$ , alors nous avons la relation suivante

$$Q_{10} = Q_{\max r} = \frac{A \cdot k \cdot k_r \cdot P_{10} \cdot A_{BV}}{t_b}$$

Nous avons trouvé pour :

le coefficient d'abattement  $A$ ,  $A = 0,9$

le coefficient de ruissellement  $k_r$ ,  $k_r = 0,26$

le coefficient de pointe  $k$ ,  $k = 3,1$

la pluie d'enneigement  $P_{10}$ ,  $P_{10} = 100 \text{ mm} = 100 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

la surface du bassin versant  $A_{BV}$ ,  $A_{BV} = 99 \text{ km}^2 = 99 \cdot 10^6 \text{ m}^2$

le temps de base  $t_b$ ,  $t_b = 12 \text{ h}$

$$Q_{10} = \frac{0,9 \times 3,1 \times 0,26 \times 100 \cdot 10^{-3} \times 99 \cdot 10^6}{12 \times 3600} = 166 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 166 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 6.1.2 Méthode de Rodier et Auray modifiée

Nous trouvons à partir de la formule suivante

$$Q_{10} = Q_{10}^* \frac{P_{10}(\text{mm})}{100}$$

où  $P_{10} = 100 \text{ mm}$  et  $Q_{10}^* = 145 \text{ m}^3/\text{s}$   $Q_{10} = 145 \times \frac{100}{100} = 145 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{10} = 145 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 6.1.3 Méthode du CIEH

Nous avons trouvé en annexe II

$$\Delta H = 65,5 \text{ m} \quad L = 20,06 \text{ km} \quad I_g = 3,26 \text{ m/km}$$

à partir de la valeur de  $I_g$  et  $A_{BV}$ , nous avons

- à partir de l'abaque A,  $Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$
- à partir de l'abaque B,  $Q_{10} = 87,5 \text{ m}^3/\text{s}$  si nous considérons que  $P_{an} = 600 \text{ mm}$  (Précipitation annuelle)

$$\text{Abaque A} \quad Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Abaque B} \quad Q_{10} = 87,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 6.2 Estimation de la crue décennale pour Dougaï Peul

### 6.2.1 Méthode de Rodier et Auray

Rappel des valeurs des paramètres

coefficient d'abattement  $A$ ,  $A = 0,9$

coefficient de ruissellement  $k_r$ ,  $k_r = 0,27$

coefficient de pointe  $k$ ,  $k = 3,0$

Pluie décennale  $P_{10}$ ,  $P_{10} = 100 \text{ mm} = 100 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Superficie du bassin versant  $A_{BV}$ ,  $A_{BV} = 53 \text{ km}^2 = 53 \cdot 10^6 \text{ m}^2$

temps de base  $t_b$ ,  $t_b = 9 \text{ h}$

$$Q_{10} = \frac{0,9 \times 3,0 \times 0,27 \times 100 \cdot 10^{-3} \times 53 \cdot 10^6}{9 \times 3600} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 6.2.2 Méthode de Rodier et Duray modifiée

Pour avoir  $Q_{10}^* = 100 \text{ m}^3/\text{s}$   $P_{10} = 100 \text{ mm}$

$$Q_{10} = 100 \frac{100}{100} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 6.2.3 Méthode du C.I.E.H

Pour  $A_{sv} = 53 \text{ km}^2$  et  $Lg = 4,06 \text{ m/km}$  nous avons

- à partir de l'abaque A ,  $Q_{10} = 82 \text{ m}^3/\text{s}$

- à partir de l'abaque B ,  $Q_{10} = 67,5 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une précipitation annuelle  $P_{an} = 600 \text{ mm}$

$$\begin{array}{l} \text{Abaque A , } Q_{10} = 82 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{Abaque B } Q_{10} = 67,5 \text{ m}^3/\text{s} \end{array}$$

### 6.3 Crue de projet

Pour chaque bassin, nous retenons la valeur de la crue décennale la plus grande pour évaluer la crue de projet. Nous prenons

- Pour le bassin de Panétier  $Q_{10} = 166 \text{ m}^3/\text{s}$

- Pour le bassin de Douga Peul  $Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$

Les ingénieurs en général les recommandations de L'A.E. E.R qui préconise de multiplier la valeur de la crue

décennale par 2 pour obtenir une crue exceptionnelle de période de retour supérieure à 10 ans.

(A.E.E.R : Association Européenne d'Etudes et d'Equipements  
Lunaux )

D'autres auteurs donnent des coefficients de 1,5 à 3 pour le passage de la crue décennale à la crue centennale. Les connaissances actuelles sur l'hydrologie sahélienne ne permettent absolument pas de savoir si le débit atteint ainsi à une récurrence centennale.

Pour le barrage de Dougou Peul nous avons adopté un coefficient de sécurité égal à 1,5.

Soit  $Q_p$  la crue de projet,

$$Q_p = 1,5 Q_{10}$$

pour Panétior  $Q_p = 1,5 \times 166 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$

pour Dougou Peul  $Q_p = 1,5 \times 100 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

Panétior	$Q_p = 250 \text{ m}^3/\text{s}$
Dougou Peul	$Q_p = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

2<sup>ème</sup> PARTIE

## Préambule

Il existe principalement 3 types de barrages (barrages en terre, en enrochements, en béton). Les barrages en béton nécessitent un sol de fondation de bonne qualité par contre les barrages en enrochements et les barrages en terre peuvent s'accomoder de presque tous les sols de fondation. Ces circonstances élargissent énormément le nombre de sites où l'on peut construire ces derniers.

Compte tenu des niveaux relatifs des prix du béton, des enrochements ou de la terre, il est sans conteste que le coût d'une digue en terre ou en enrochement est inférieur à celui d'un ouvrage en béton surtout si les emprunts de matériaux sont situés à proximité du site de construction. S'il y a la participation effective des populations dans la réalisation des ouvrages en terre ou en enrochements (gabions), cela constitue sans nul doute un autre moyen de diminuer les coûts.



chapitre VI

Choix du site et du type de  
barrage

Technique de construction

## Choix du site et du type de barrage Technique de construction

### 1 Choix du site et du type de barrage

#### 1.1 Choix du site

Pour répondre aux besoins agricoles de la communauté rurale de Sébikotane, LA CURE a retenu pour bassin de stockage des eaux de ruissellement, la zone située entre kip-kip et Dougar. Ce choix, il faut le rappeler, a été éclairé par une conférence que nous avons tenue au foyer des jeunes de Sébikotane, au bénéfice de ladite CURE. Au cours de cette conférence-débat nous avons proposé 3 sites propices de retenue d'eau de ruissellement, chacun présentant des avantages et des inconvénients qui ont été mis en évidence à l'aide de nombreuses questions pertinentes dont nous avons été la cible. Nous avons fait des études sur le site du barrage dans l'axe kip-kip Dougar qui auraient pour but de stocker momentanément un volume assez important d'eau en vue de son utilisation à des fins agricoles et pastorales. Nous avons eu recours à cette technique de stockage car les puits de la région sont en grande majorité à sec et les forages encore en fonction dans la zone sont limités

dans leur pompage à cause de la baisse sans cesse croissante de la nappe phréatique. Après une reconnaissance du terrain des différents sites susceptibles de recevoir un barrage entre kip-ki et Douga, et après quelques études géologiques et topographiques sommaires de ces zones, nous avons choisi un <sup>emplacement potentiel</sup> site en amont de Douga, pour lequel nous avons fait des études topographiques, géologiques, hydrologiques plus approfondies.

L'étude topographique et hydrologique nous a permis de délimiter un bassin de forme allongée de 53 km<sup>2</sup> ayant une densité de drainage de 1,044 km/km<sup>2</sup> et une pente moyenne de bassin versant de 2,440%.

L'étude géologique à l'échelle du bassin versant nous montre que la zone, relativement imperméable, est traversée par 2 failles principales qui divisent la région en 3 compartiments :

- Au centre le compartiment calcaire paléocène où les calcaires affleurent qu'au niveau de Panétior. Ils sont profondément karstifiés.
- à l'ouest nous avons une épaisse série manneuse imperméable.
- à l'Est, nous avons le maestrichtien sous deux faciès : série grès calcaire et une série argileuse.

La topographie à l'échelle de la cuvette montre des

rives peu élevées dans une plaine légèrement ondulée, traversée par un cours d'eau.

du niveau de la cuvette, la géologie présente deux zones :

- Une zone marno-calcaire imperméable constituant le réservoir d'eau de la retenue
- Sur les côtés des versants une zone maestrichtienne constituée de grès et de sable assez perméable.

À ce stade nous avons un bassin versant ainsi qu'une cuvette relativement imperméable en surface et des conditions topographiques favorables.

Après une campagne topographique de la cuvette, le tracé d'un plan et les coupes transversales de celles-ci (voir plan en annexe V) nous ont permis de choisir l'emplacement du barrage là où les courbes de niveau se resserreraient. Le choix de la cote de l'eau nous a permis de délimiter une étendue d'eau de 8 ha et une capacité de stockage maximale de 62000 m<sup>3</sup>.

À l'échelle du site du barrage à partir des logs géologiques de Damboussane et de William Ponty, nous avons obtenu après extrapolation une épaisse couche de marne d'environ 55 mètres ainsi qu'une couche de calcaire d'épaisseur 50 m. Le prélèvement d'échantillons dans l'axe du barrage à l'aide d'une tarière nous a permis de voir que nous avons une couche d'argile noire en alternance avec

une couche de sable. Notre sol de fondation se trouve dans la couche d'argile qui a une plasticité moyenne. Il est assez stable puisque nous avons environ 50% de sable dans cette argile.

Le manque de données hydrologiques nous a poussé à utiliser des méthodes estimatives pour la détermination du débit de crue. Il aurait fallu faire des mesures de débit durant plusieurs années, mais vu l'écoulement saisonnier de ces petits cours d'eau et le faible investissement dans ce genre de projet, nous nous sommes contentés de ces méthodes approximatives qui ont fait leur preuve mais qui n'en demeurent pas moins aléatoires.

En se basant sur les dires de la population qui affirme que beaucoup d'eau de ruissellement s'écoule durant les périodes de pluie nous ne pouvons douter des potentialités hydrauliques de cette région.

D'ailleurs au niveau de cette région, les potentialités agricoles sont certaines car présentant de vastes zones cultivables.

### 1.2 Choix du type de barrage

Nous nous proposons de construire un barrage en gabion. Ce choix se justifie par le fait que nous sommes en présence d'un sol assez meuble élastique et de qualité médiocre et d'un point de vue pratique le gabion présente certains

avantages :

- de réduire les coûts de réalisation
- d'économiser l'eau sur le chantier : moins de terre à humidifier
- les ouvrages en gabion sont souples et déformables. Ils s'accommodent bien des fondations peu stables. Ce sont des ouvrages flexibles.
- les technologies de mise en œuvre ne nécessitant pas de spécialisation accrue, ce type d'ouvrage est parfaitement réalisable par une communauté rurale avec un tant soit peu d'encadrement.
- le tressage des gabions dans les ateliers artisanaux gérés par les villageois permet la création d'emploi et l'initiation à de nouvelles techniques artisanales.

ANNEXE II

ETUDE HYDROLOGIQUE

## 2 Procédés de construction en gabion

### 2.1 Forme et dimensions

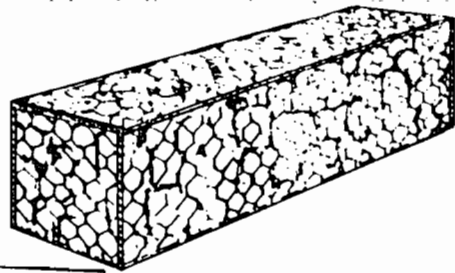
Le gabion est une cage ayant la forme d'un parallépipède rectangle, en grillage galvanisé que l'on remplit de cailloux (graphique n°19). L'armature du gabion cage ou semelle se compose de trois parties : le corps du gabion rectangle ABCD (graphique n° 20) et les 2 extrémités ou tête T.

Déployé et établi sur le terrain, le gabion se présente sous l'aspect d'une grande toile métallique rectangulaire flanquée de deux autres toiles métalliques rectangulaires de dimensions plus petites. Les dimensions standards sont les suivantes

Longueur (m)	Largeur (m)	hauteur (m)
5	1	1
4	1	1
3	1	1
2	1	1

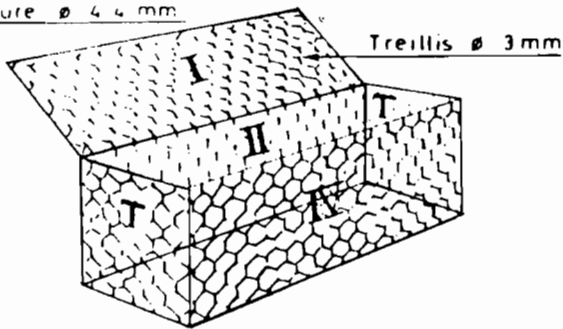
lors que la hauteur de la cage est de 0,5 m<sup>2</sup> (Gr. 21 et 22) le gabion est plus exactement désigné sous le nom de "gabion semelle". Les gabions semelles peuvent avoir jusqu'à 8 mètres de longueur et, notamment 2, 3, 4, 5, 6 mètres. La matière première pour la fabrication du grillage est





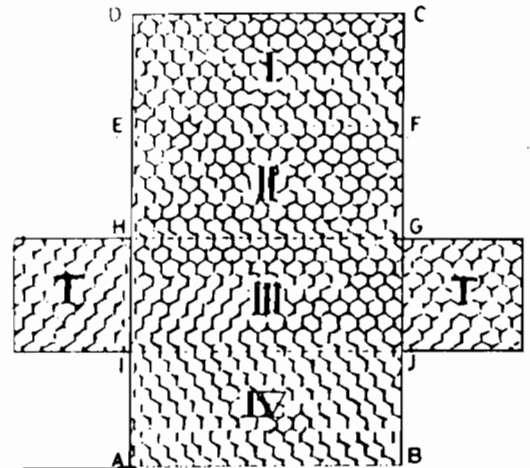
Gr 19 Gabion métallique rempli de cailloux

Armature  $\varnothing$  4,4 mm



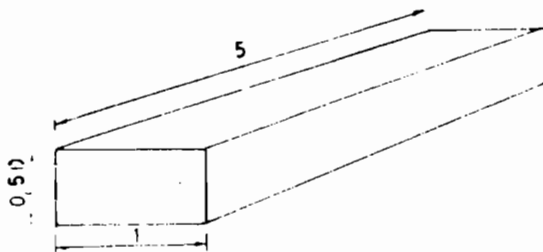
Treillis  $\varnothing$  3 mm

bis. Le gabion monté se présente sous la forme d'une boîte avec couvercle



Gr 20 Gabion métallique déplié

Gabion semelle



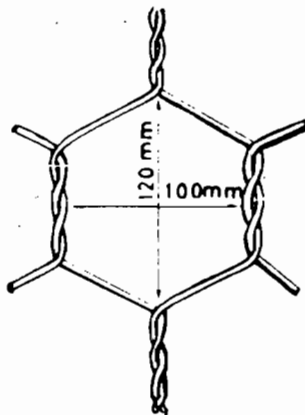
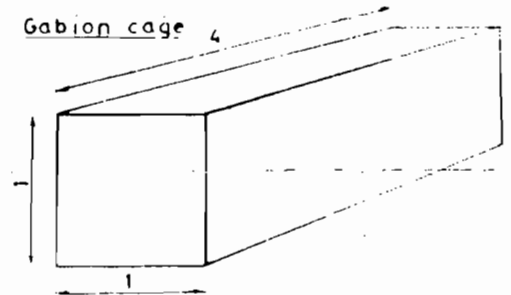
Gr 21

La hauteur du gabion fixe la terminologie suivante

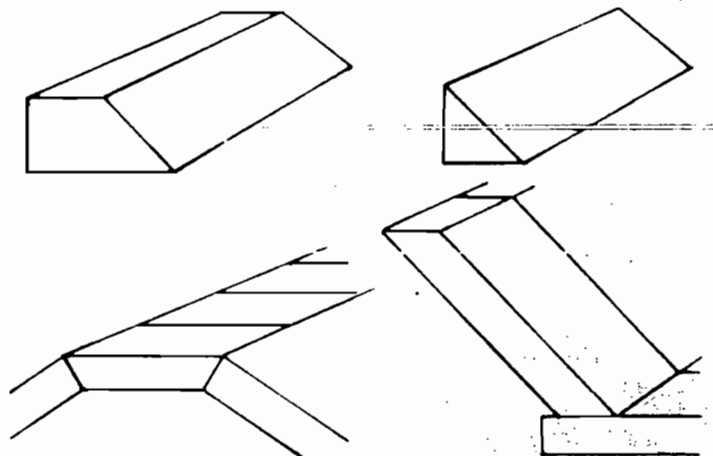
Hauteur 1 mètre = Gabion cage

Hauteur 0,50 m = Gabion semelle

Gabion cage



La maille la plus couramment adoptée est la 100 / 120 double torsion.

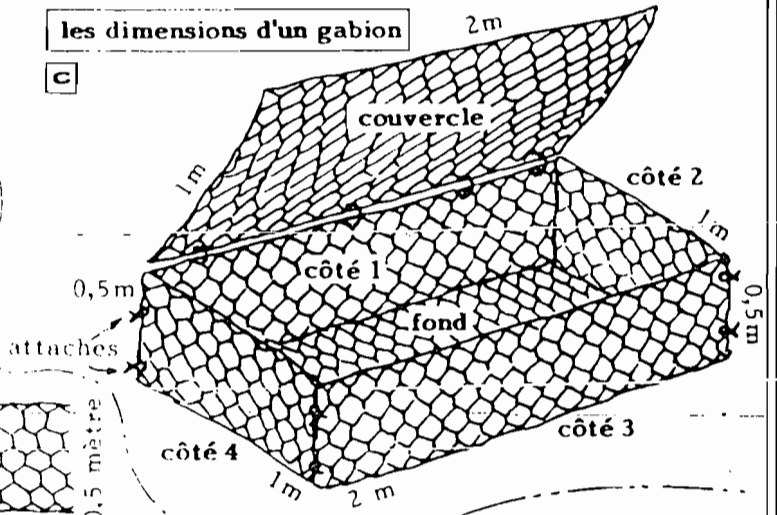


Le gabion peut prendre différentes formes auquel cas il faut spécifier les nouvelles dimensions au constructeur.

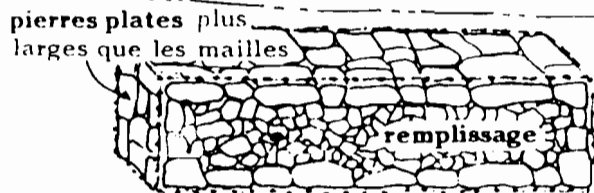
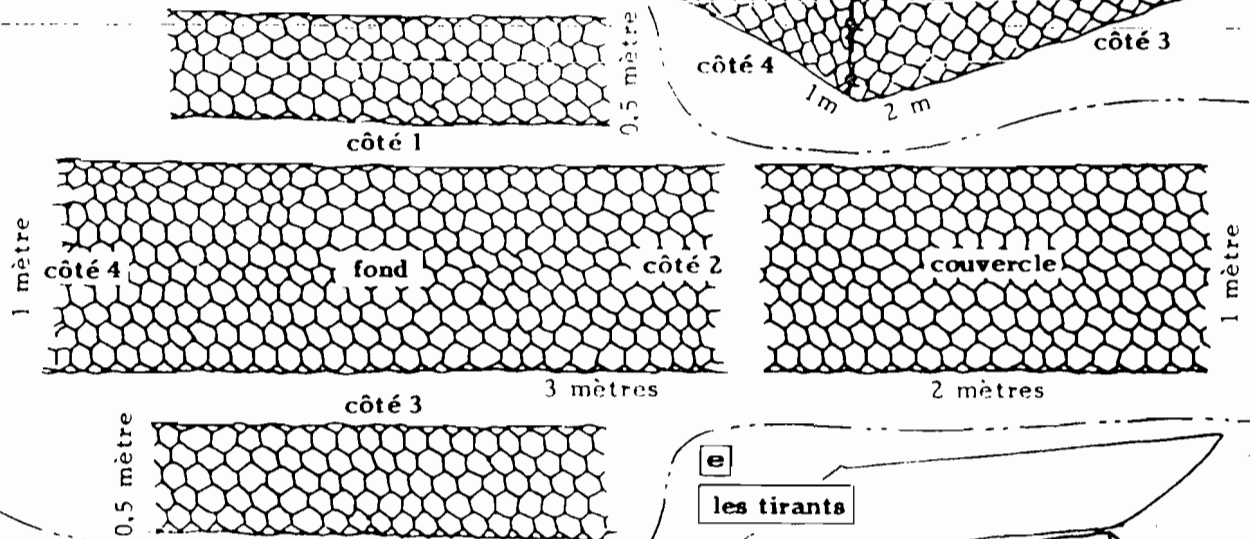


les dimensions d'un gabion

c

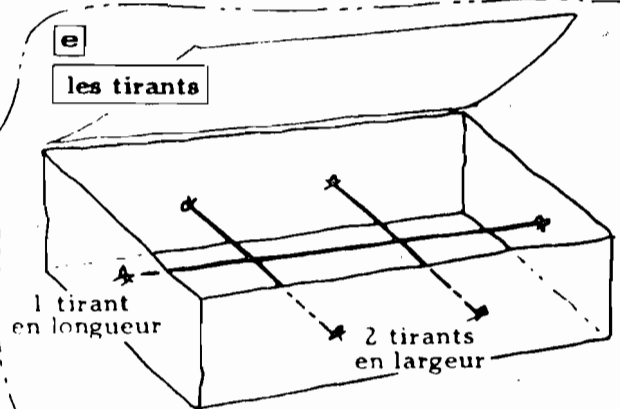


d les gabions sont constitués de 4 morceaux de treillis



f coupe dans un gabion rempli de pierres

e les tirants



un fil d'acier de 2,5 mm<sup>2</sup> de section. Il s'agit d'un acier recuit suffisamment souple pour être travaillé à la main. Le grillage sert à maintenir les pierres ensemble et à les empêcher de bouger sous la pression de l'eau lors qu'ils forment le micro-bouage. Une triple couche de galvanisation protège le fil contre la rouille. La fabrication du grillage se fait sur une table spécialement construite à cet effet (graphique n°23). La disposition des fiches est indiquée sur le graphique n°24. Elle reconstitue en fait la forme d'une ligne de mailles hexagonales du treillis. Les dimensions précises de ces mailles sont inscrites sur le graphique 25 ainsi que la position exacte des fiches sur la table.

Pour le remplissage des gabions, on aura recours à des matériaux durs non poreux, ni friable. Dans l'ordre on donnera la préférence aux roches suivantes :

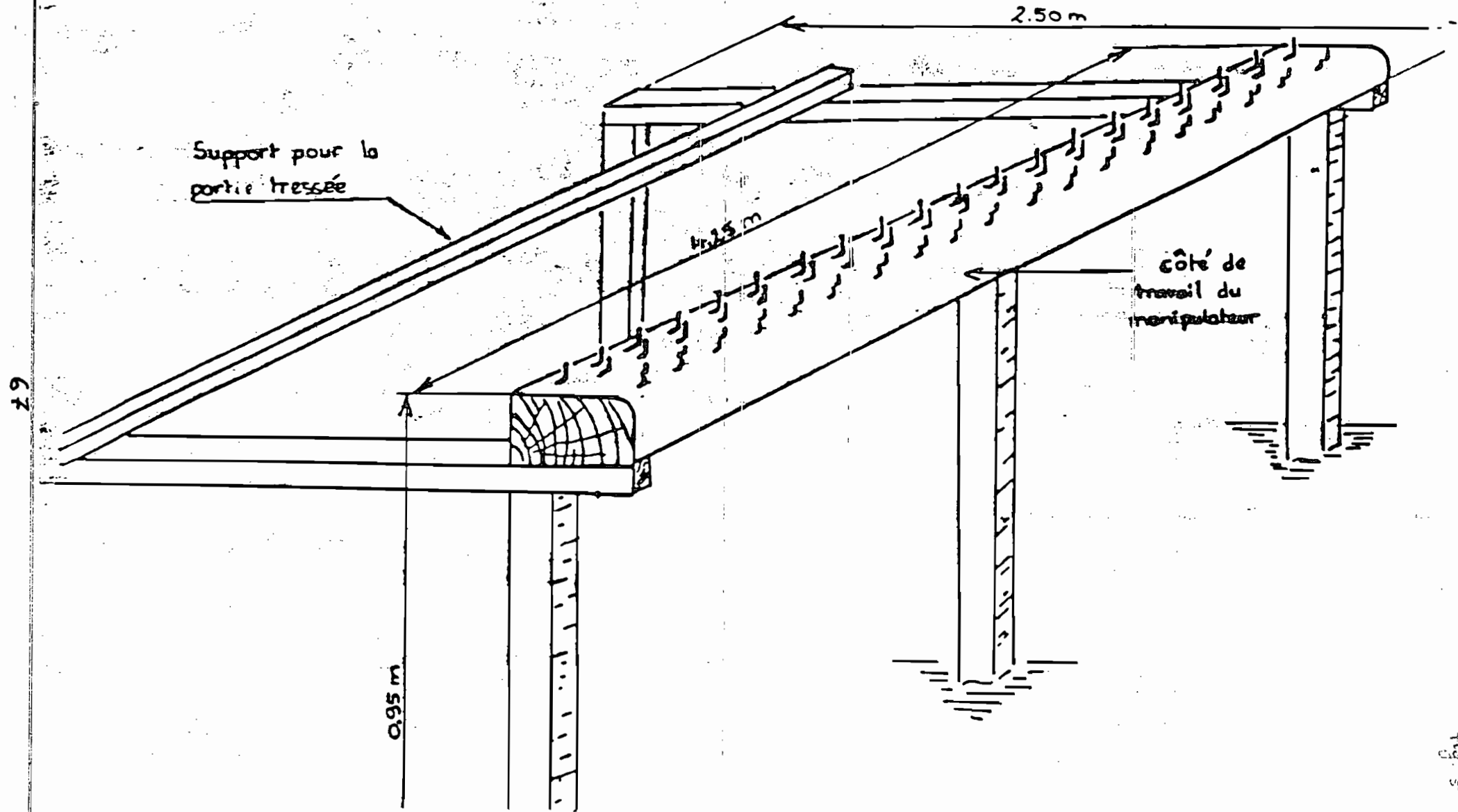
- roches éruptives (exemple : granites et granitoïdes)
- roches sédimentaires (exemple : quartzites, grès, latérite, calcaire)
- pierres artificielles (exemple : briques cuites, blocs de béton)

Les pierres au contact des mailles doivent avoir une grandeur dans tous les sens au moins égale à 1,5 fois la grosseur des mailles.

La technique du gabionnage consiste à empiler et lier les gabions les uns aux autres, pour former un mur qui

TABLE GABION - PERSPECTIVE -

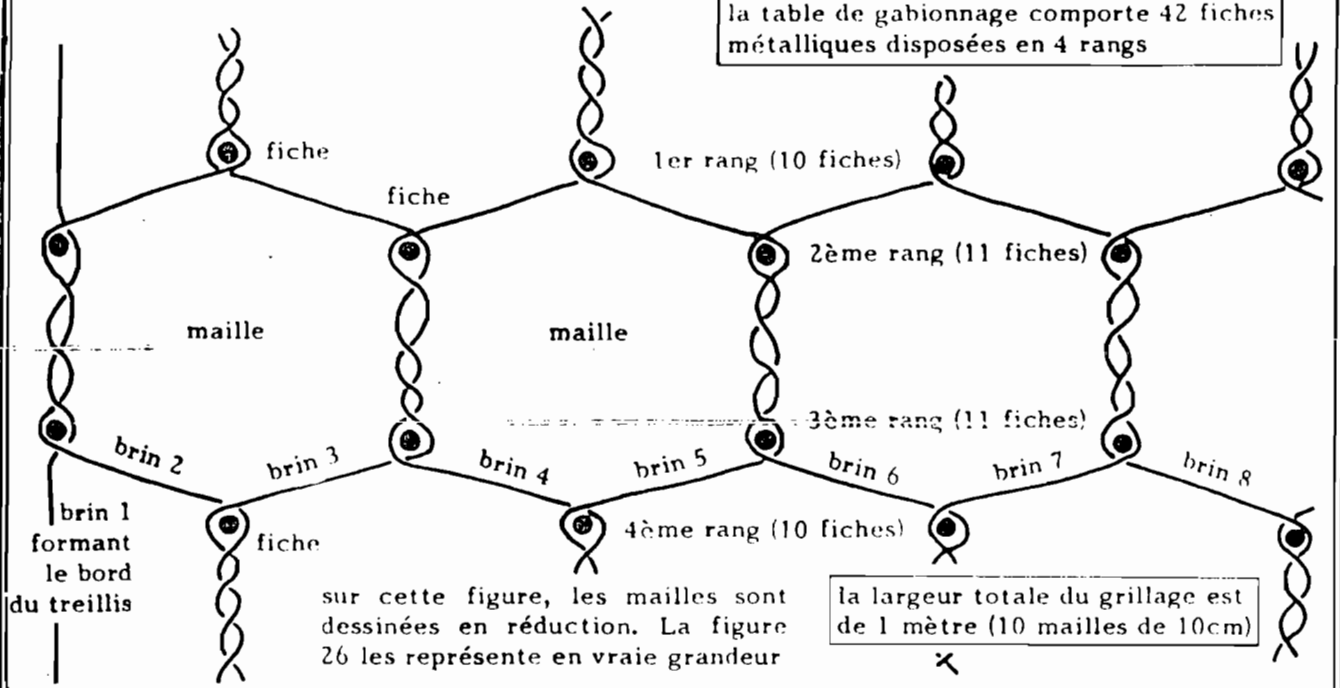
Gr 23



6 le tressage des brins sur la table de gabionnage

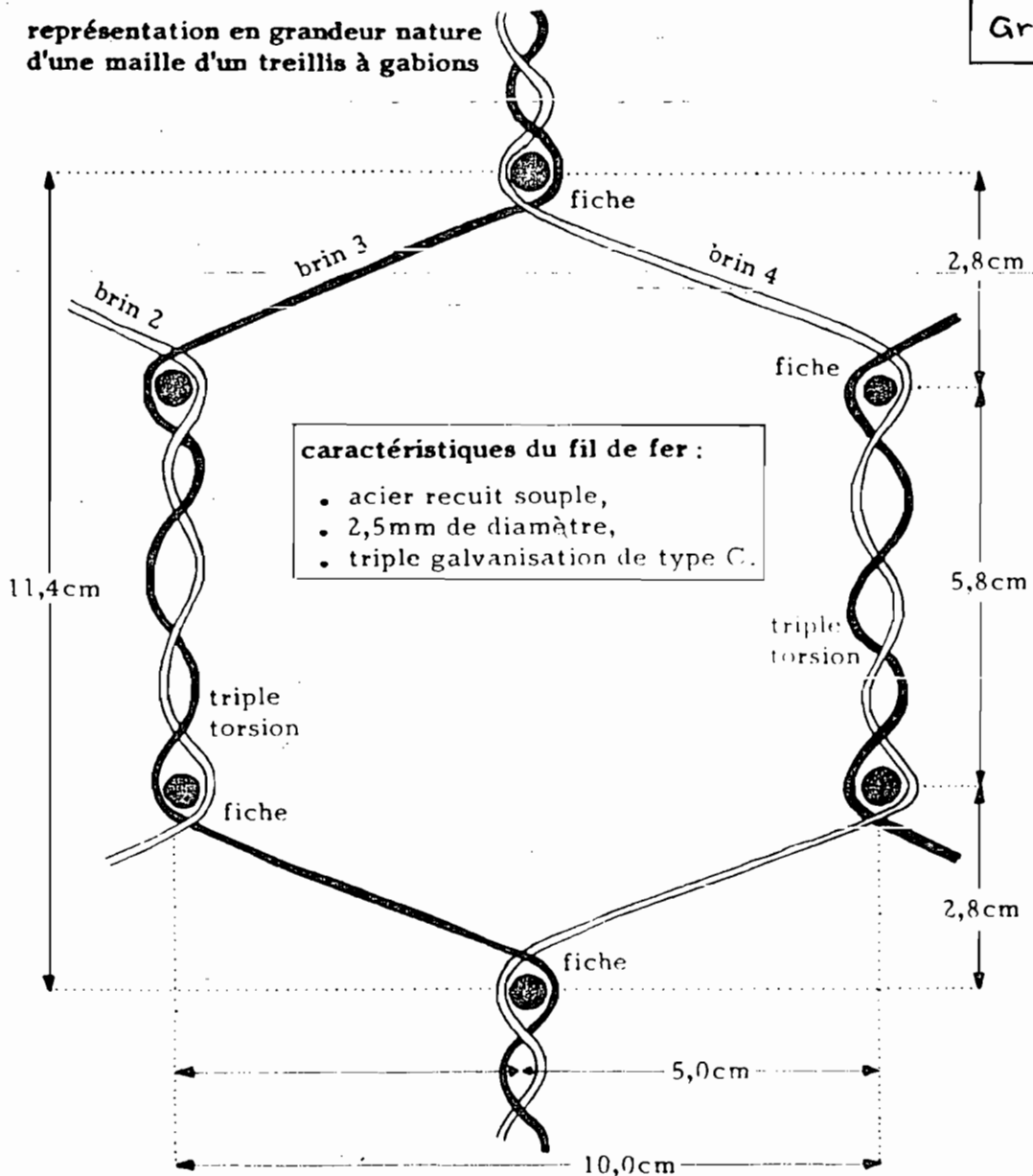
Gr 24

la table de gabionnage comporte 42 fiches métalliques disposées en 4 rangs



7 représentation en grandeur nature d'une maille d'un treillis à gabions

Gr 25



à l'aide d'une protection amont  
s'oppose, au passage de l'eau ruisselante.

## 2.2 Les caractéristiques du gabion

### Homogénéité

Par consolidation naturelle en milieu aquatique, le gabion devient un monolithe défiant les courants les plus violents.

### Déformabilité

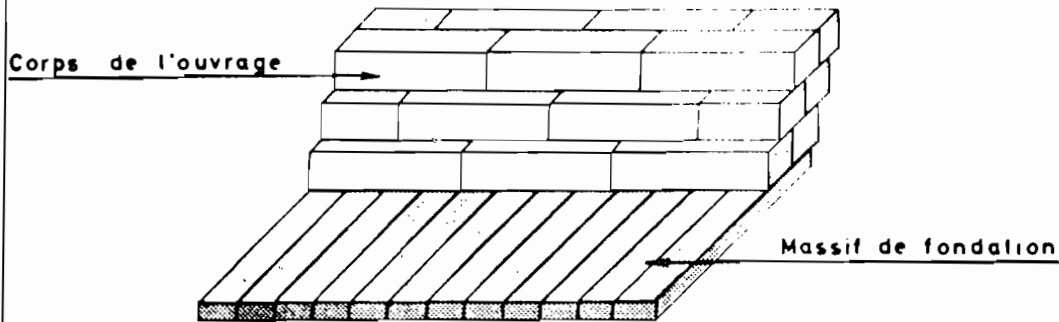
Une caractéristique essentielle du gabion est sa déformabilité. Ce caractère de souplesse autorise son utilisation en terrain affonçable. Ce matériau non rigide épouse les formes du terrain naturel et le suit dans ses affaissements ou tassements provoqués par des affonçements, sans compromettre la stabilité de l'ouvrage (graphique n° 27).

### Perméabilité

Le gabion est essentiellement perméable. En effet il intervient, non pas comme un dispositif d'étanchéité, mais plutôt comme un dispositif de protection.

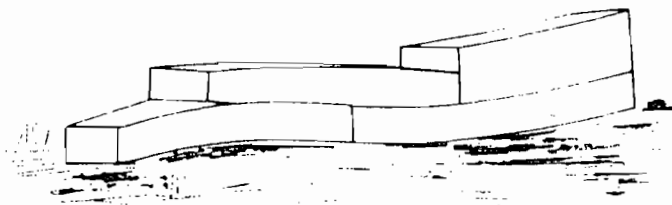
### Simplicité des ouvrages

Les ouvrages en gabion sont toujours d'une conception simple. Les gabions convenablement aménagés et reliés entre eux par de solides ligatures en fil de fer, permettent d'exécuter rapidement et économiquement des ouvrages de protection contre l'érosion ou d'autres ouvrages de

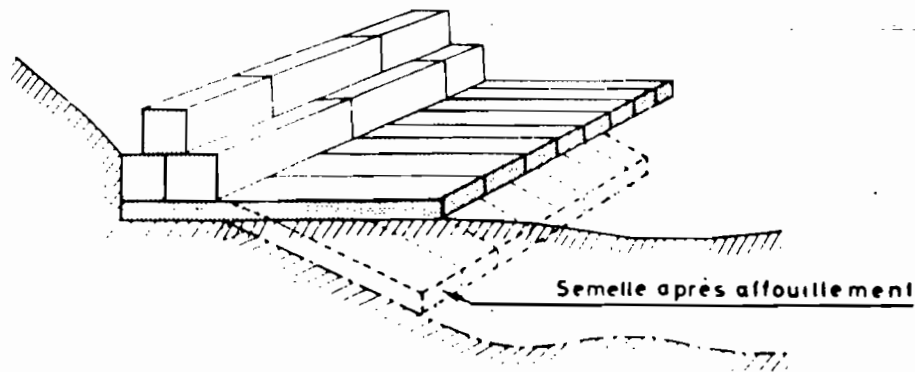


**Gr 26** - Un ouvrage exclusivement construit en gabions comprend généralement :

- Le massif de fondation.
- Le corps de l'ouvrage



**Gr 27** Par sa déformabilité le gabion épouse le terrain naturel.



**Gr 28<sup>ie</sup>** - La semelle débordante d'un ouvrage en gabions doit avoir une longueur égale au double de la hauteur des affouillements prévisibles.

de Génie Civil.

Ces ouvrages sont essentiellement composés de deux parties

- le massif de fondation qui protège l'ouvrage contre les affouillements (graphique 28). Il est généralement constitué par des gabions de faible épaisseur (0,50 m gabions semelles). Il est très débordant par rapport au corps de l'ouvrage.

- le corps de l'ouvrage formé de gabions de différentes dimensions (ou de mêmes dimensions) disposés en une ou plusieurs rangées selon la hauteur de l'ouvrage et l'effort auquel il doit résister (Gr. 26).

n. 8 ) . 2

### Remarques

La pérennité des ouvrages en gabion peut être renforcée par l'utilisation d'enduits dont le but essentiel est de protéger le revêtement galvanisé contre l'action des eaux érosives particulièrement chargées.

En Afrique on a recours à des procédés simples qui consistent à étaler sur les faces des gabions des enduits sur une épaisseur variant de 3 à 5 cm suivant leur qualité. Ces enduits sont des bétons de ciment maigre ou gras, des mortiers de ciment ou de chaux, des bétons bitumineux ou autres matériaux embobés.



Lors que les gabions font partie d'un ouvrage soumis à une charge hydraulique telle que les lignes de fuite à travers l'ouvrage peuvent entraîner les matériaux sous-jacents il est nécessaire de se prémunir contre les risques de renardage.

A cet effet, il est recommandé de poser les gabions sur des matériaux formant un filtre afin d'éviter les entraînements au travers du corps du gabion.

chapitre VII

Dimensionnement et conception.

## Dimensionnement et Conception

Le dimensionnement de l'évacuateur de rue a été fait à partir de la méthode proposée par J. M. Creillon dans son livre intitulé "Quelques aspects de l'hydraulique des barrages".

L'évacuateur de rue sera en gabions. Ces barrages particulièrement bien adaptés aux sites collinaires assez encaissés et où les matériaux nécessaires à la fabrication des gabions se trouvent en abondance, ont commencé à être réalisés dans nos pays. Cependant, cette technique étant destinée à être appliquée par les populations elles-mêmes, disposant de peu de moyens, ces caractéristiques doivent être fonction des possibilités de l'investissement humain. Ces ouvrages sont le plus souvent des digues déversantes. Le choix de ces dernières ne dépend que des débits d'eau à évacuer.

Pour dimensionner l'évacuateur de rue il faudrait

- connaître le débit à évacuer au niveau du déversoir
- définir la hauteur de la lame d'eau déversante
- Déterminer  $Q_{cm}$  le débit de crue maximum
- Déterminer  $t_m$  le temps de montée des eaux (en <sup>secon</sup> des)
- " le coefficient  $m$  : coefficient de débit du

déversoir

- Calculer le paramètre adimensionnel  $x_0$

$$x_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot L^2 \cdot Q_{cm} \cdot tm^3}{s^3}$$

L longueur mesurée sur une carte ou un profil du déversoir. L, (m)

S Surface du plan d'eau (en  $m^2$ )

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

- Choisir une valeur de  $L_1$ , ensuite calculer  $\log x_0$
- Déterminer l'effet du laminage sur l'abaque GR 7A à partir du rapport  $\frac{Q_{cm}}{Q_{cm}}$ , tirer la nouvelle valeur de  $Q_{cm}$

- Calculer  $L'$ , la nouvelle valeur de L,  $L' = \frac{Q_{cm}}{m \sqrt{g} h^{3/2}}$

- Vérifier si on se trouve dans la limite de validité de l'hydrogramme schématisique triangulaire à partir de l'abaque GR 8A

- Refaire le même calcul avec la nouvelle valeur de  $L'$  jusqu'à l'obtention de la longueur du déversoir.

la théorie de cette méthode est expliquée en annexe III

### 1. Calcul de l'évacuateur de crue

Rappel des résultats trouvés en annexe II et III

Surface du bassin versant  $A_{BV} = 53 \text{ km}^2$

penée de type  $R_4$

perméabilité  $P_3$

pluviométrie annuelle 600 mm

A partir de la carte à l'échelle 1/1000<sup>e</sup> nous avons :

- choisi une cote de plan d'eau située à l'altitude 10,75 m
- trouvé une surface amontée de 8,63 ha
- mesuré une longueur : de déversoir égale à 140 m

A partir de l'abaque GR 6A, nous obtenons  $t_m = 2h$

$$Q_p = 150 \text{ m}^3/\text{s}, \quad Q_{cm} = Q_p$$

$m = 0,38$  Cette valeur de  $m$  a été trouvée dans le

momento de l'adjoit technique des travaux suraux. C'est un coefficient dépendant de la forme du seuil du déversoir lorsque l'épaisseur du seuil est supérieure à l'épaisseur de la lame déversante nous avons un seuil épais et nous prenons  $m = 0,38$ .

nous avons choisi une épaisseur du seuil ( $e$ ) égal à 1 m (ceci apparaîtra sur le schéma du barrage) et une épaisseur de la lame déversante égale à 0,75 m ( $h$ ). nous devons vérifier que  $e \geq \frac{h}{2}$  ( $1 \geq \frac{0,75}{2}$ ).

A partir de ces valeurs nous calculons  $X_0$

$$X_0 = \frac{m^2 g L^2 Q_{cm} t_m^3}{s^3} = \frac{(0,38)^2 \times 9,81 \times L^2 \times 150 \times (2 \times 3600)^3}{(8,63 \times 10^4)^3} = 0,123 L^2$$

$$L' = \frac{Q_{cm}}{m \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}} \quad h = \text{épaisseur de la lame déversante}$$

$$L' = \frac{Q_{cm}}{0,38 \sqrt{2 \times 9,81} \cdot 0,75^{3/2}} = 0,315 Q_{cm}$$

## Tableau des valeurs

L	$X_0$	$\log_{10} X_0$	$Q_{en}/Q_{cm}$	$Q_{cm}$	L'
100	1230	3,09	0,96	144	131,76
131,76	2135,36	3,33	0,975	146,25	133,82
133,82	2202,62	3,34	0,976	146,4	134

Nous aurons une digue déversante de longueur  $L = 135 \text{ m}$ .  
 D'après la topographie la longueur du barrage doit être au moins de 140 m. Nous adoptons donc une digue déversante de longueur  $L = 140 \text{ m}$  et nous calculerons, la hauteur de la lame d'eau pour cette longueur

$$X_0 = 0,123 L^2 = 0,123 \times 140^2 = 2418,51$$

$$\log_{10} X_0 = 3,38$$

$$\frac{Q_{en}}{Q_{cm}} = 0,98 \quad \Rightarrow \quad Q_{cm} = 147 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = \left( \frac{Q_{cm}}{m \sqrt{2g} \times L} \right)^{2/3} = \left( \frac{147}{0,38 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 140} \right)^{2/3} = 0,73$$

Pour une digue déversante sur toute la longueur  $L = 140 \text{ m}$  on aura une lame d'eau de 0,73 m.

En prenant une revanche de 0,5 m, nous aurons aux abords du barrage une cote d'eau lors d'une crue égale à

$$10,75 + 0,73 + 0,5 = 11,98 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$$

Notre terrain naturel n'atteignant pas cette cote nous préconisons de remblayer les abords du barrage pour contraindre l'eau à passer par le déversoir et de ne pas

s'écouler sur les bords car que la topographie est trop basse. Pour éviter ce remblayage, il aurait fallu prendre comme cote de barrage 3,75 m ce qui diminuerait de beaucoup la capacité de rétention de la retenue, ce qui est contraire aux objectifs qu'on s'était fixé.

## 2 Profil général du barrage

### 2.1 Matériaux de construction

Nous avons utilisé comme matériaux

- la latérite pour les gabions
- l'argile de termitière comme noyau étanche
- un tout venant (mélange d'argile, sable, graviers, etc...)
- Des pierres (gros blocs de latérite) pour la protection amont et aval.
- Des graviers et <sup>du</sup> sable pour le filtre de décompression
- l'argile imperméable pour le tapis étanche

### 2.1.1 les gabions

Nous avons choisi d'utiliser des gabions de dimension  $0,5\text{ m} \times 1\text{ m} \times 4\text{ m}$  (hauteur  $\times$  largeur  $\times$  longueur). Le remplissage se fera avec des pierres de latérite provenant des carrières de Séhikotane. Pour confectionner les gabions, on utilise du fil de fer galvanisé de 2,5 mm de diamètre. La pente du parament aval est égale à 1/1,8.

### 2.1.2 le noyau d'étanchéité

Il est constitué d'argile de termitière pour assurer l'étanchéité du barrage. Il est ancré au sol par une

tranchée remplie de terre damée qui doit descendre jusqu'à la couche de fondation.

### 213- le talus de tout venant amont

Sous avons prévu un talus de protection et de stabilisation du noyau constitué de tout venant (mélange de tout pierres, graviers, sable, argile). La partie superficielle de ce talus sera faite d'un parement de pierres de 20 à 30 cm d'épaisseur rangées très soigneusement. Ce travail se fera à la main. Elles peuvent aussi être disposées en dallage et tous les interstices doivent être soigneusement comblés de gravillons pour éviter le contact de l'eau sur la terre.

### 214 le filtre de décompression

Pour séparer le noyau des gabions, on place un filtre de décompression constitué de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre les gabions et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau. Son rôle est d'empêcher la pénétration de la terre dans les gabions (risque de renard) et de drainer les eaux d'infiltration.

### 215 le tapis étanche

Il est constitué d'une couche d'argile imperméable compactée ou une certaine épaisseur. Il est stabilisé par une



couche de pierre de même nature que le parement amont. Le tapis a pour rôle de minimiser les infiltrations sous le barrage en augmentant la longueur des lignes d'écoulement diminuant ainsi le gradient hydraulique à la sortie; ceci diminuant considérablement les risques de boue.

### 2.1.5 Protection aval

Il faut prévoir un parement qui protège l'aval du barrage contre l'érosion du terrain en dissipant l'énergie cinétique que l'eau a acquise dans sa chute. Ce parement est constitué de grosses pierres de latérite étalées en aval le long du barrage.

### 2.2 Dimensions du barrage

Nous avons considéré pour l'ancrage du barrage en fondation une hauteur de 0,75 m.

#### 2.2.1 hauteur du barrage H

$$H = \text{hauteur fondation} + \text{hauteur de l'évacuateur de crue}$$

hauteur de l'évacuateur de crue = altitude à partir de laquelle il y'a déversement moins l'altitude du terrain naturel au niveau du lit

$$\text{hauteur évacuateur} = 10,75 - 8 = 2,75 \text{ m}$$

$$H = 0,75 + 2,75 = 3,5 \text{ m}$$

### 2.2.2 largeur en crête du bauge

Nous avons considéré une largeur en crête du bauge égale à 3,5 m. Sur ces 3,5 mètres nous avons :

- une largeur en crête des gabions égale à 1 m
- " " " " de l'argile de termitière égale à 1,5 m
- une épaisseur du filtre de décompression égale à 0,5 m
- une largeur en crête du parement en tout venant égale à 0,5 m

### 2.2.3 Pente des talus

La pente du parement amont est de 1/1,6

La pente du parement aval est de 1/1,8

### 2.2.4 Dimensions du tapis étanche

La couche d'argile sera étalée sur une longueur 2 H ( $2 \times 3,5 = 7,0 \text{ m}$ ) et une épaisseur de 40 cm. La couche protectrice constituée de pierres aura une épaisseur de 20 cm. La coupe transversale du bauge figure sur graphique n° 29.

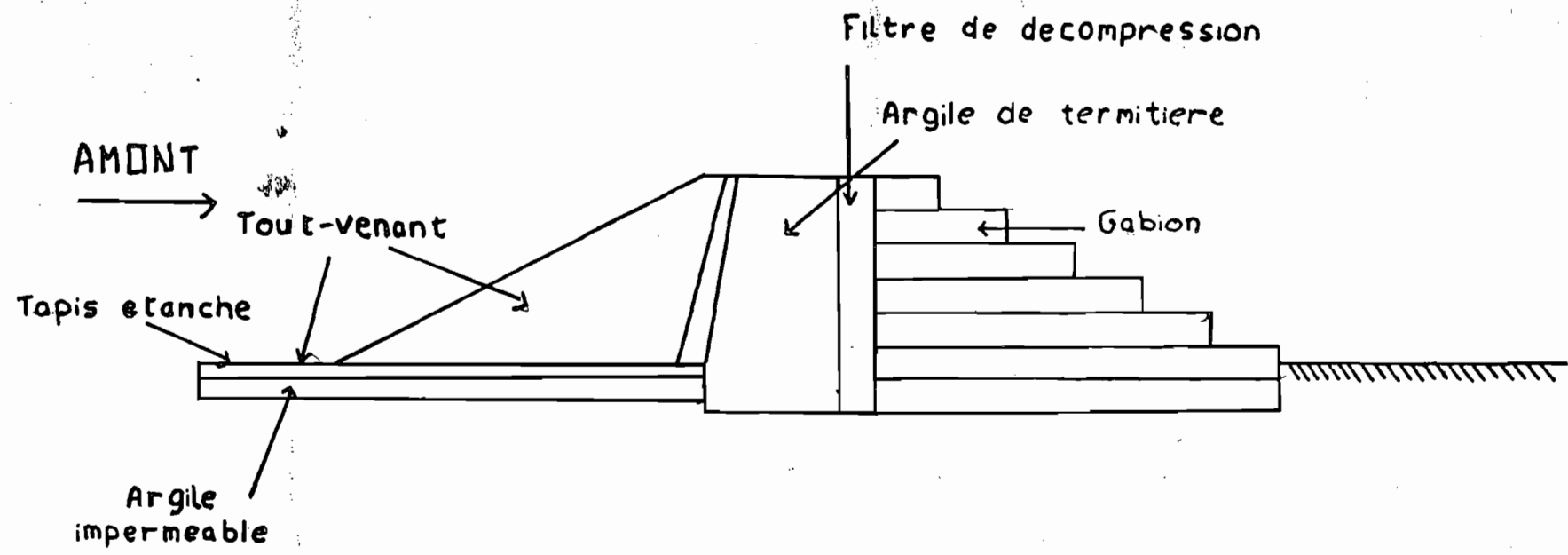
## 3 Calcul de stabilité

### 3.1 Calcul de la stabilité des pentes

Ce calcul a été fait à l'aide d'un logiciel basé sur la méthode de Prishop simplifiée qui permet de calculer les coefficients de sécurité par des cercles de glissements soient imposés par l'utilisateur, soient déterminés automatiquement par un processus de recherche

# COUPE TRANSVERSALE DU BARRAGE

81



Sol de fondation : argile sablonneuse

Echelle 1 cm : 1 m

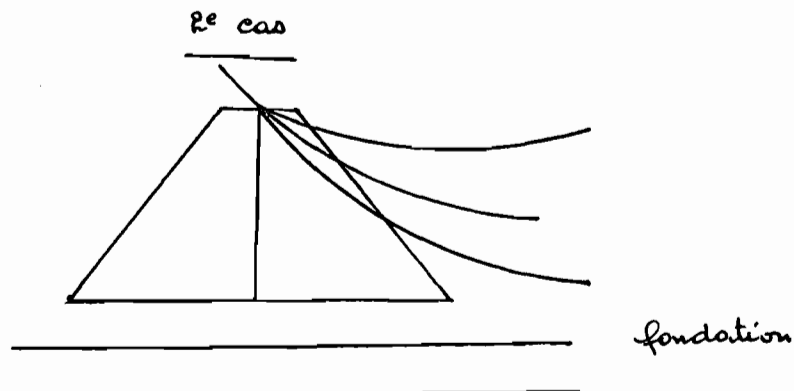
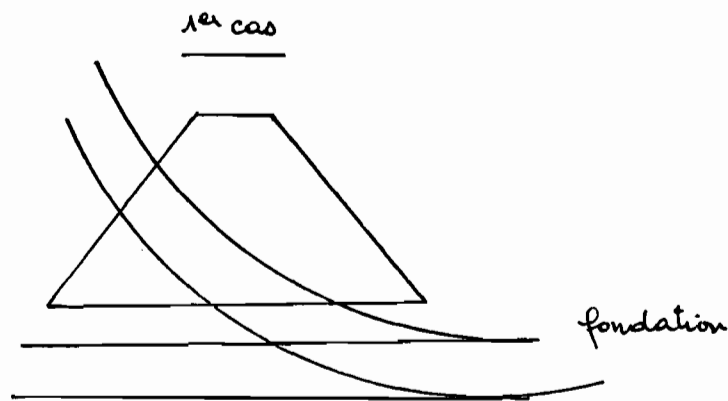
de sécurité minimale.

- Stabilité des pentes à l'aval (réservoir rempli)

Nous avons fait 2 cas de chargement

- 1<sup>er</sup> cas : On a fait des cercles tangents aux limites inférieures des différentes profondeurs de couche de sol que nous avons et on a obtenu un facteur de sécurité minimum de l'ordre de 5 (voir figure ci-dessous)

- 2<sup>e</sup> cas : On a fait passer les cercles par un point se trouvant à la jonction du gabion et du noyau étanche à la crête du barrage et on a obtenu un facteur de sécurité minimum de 2,5 (voir figure ci-dessous)



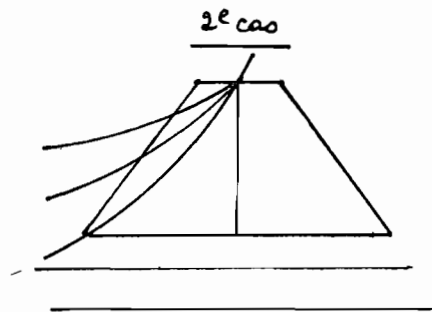
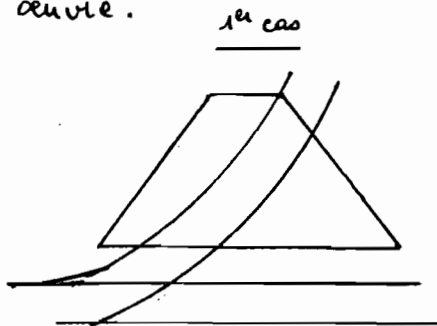
Le facteur de sécurité le plus faible trouvé dans le 2<sup>e</sup> cas s'explique par le fait que dans le calcul de la stabilité l'on n'a pas tenu compte des ligatures au niveau du gabion et il serait plus grand si on l'y avait inclue, mais le logiciel ne tient pas compte de cela.

### = Stabilité des pentes à l'amont (réservoir vide)

Nous avons procédé de la même manière que précédemment

1<sup>er</sup> cas : Nous avons trouvé un facteur de sécurité minimum de 6,5 ce qui est sécuritaire (voir figure ci dessous)

2<sup>e</sup> cas : En faisant passer les cercles à la jonction du toit venant et du noyau d'argile, nous avons obtenu un facteur de sécurité égal à 1,6 ce qui est acceptable ( $1,6 > 1,5$ ) mais trop juste. En augmentant la pente du talus amont qui était initialement de  $1/1,64$  à  $1/2$ , nous augmentons en même temps le facteur de sécurité. Ceci facilitera la mise en oeuvre.



En conclusion nous pouvons dire qu'une rupture par glissement n'est pas à craindre (voir tous les résultats de la méthode de Bishop en annexe IV)

Il est bon de rappeler que ce logiciel a été conçu dans le cadre d'un projet de fin d'études par l'élève Ingénieur Jean Paul Faye de la 3<sup>ème</sup> promotion

### 3.2 Stabilité par rapport au glissement

Un ouvrage présente une certaine sécurité par rapport au glissement plan lorsque son facteur de sécurité ( $F$ ) est supérieur à 1

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n F_{v_i} \cdot \tan \delta}{\sum F_{H_i}}$$

$F_{v_i}$ : force verticale

$F_{H_i}$ : force horizontale

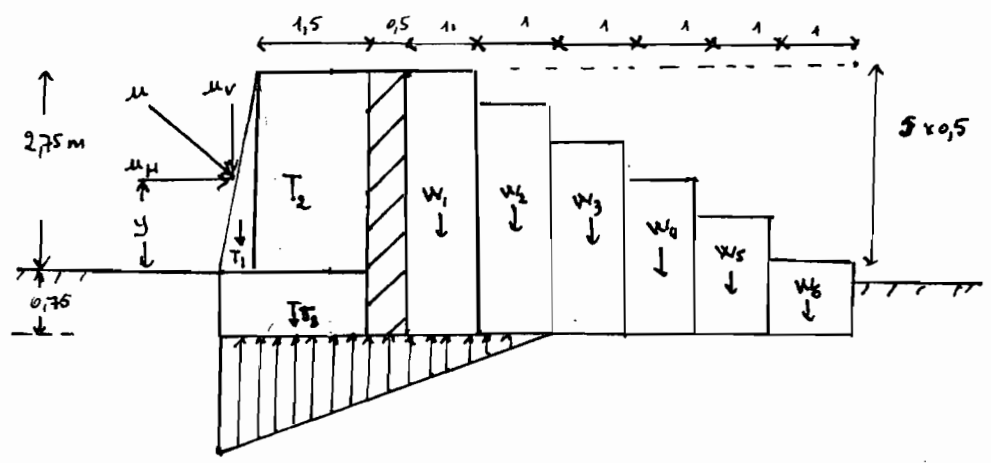
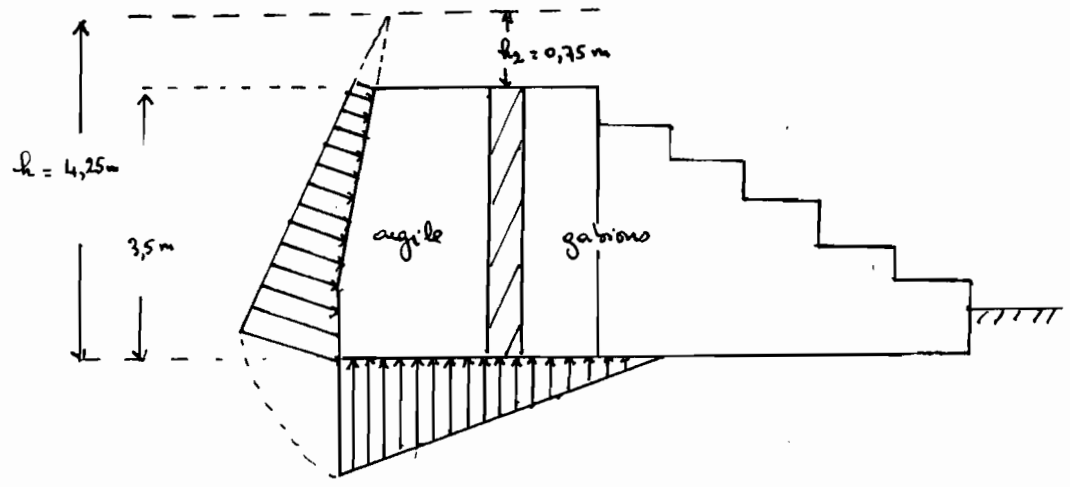
$\tan \delta$  coefficient de frottement du matériau

Poids volumiques des matériaux

- tout venant  $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$
- Noyau de tertiaire  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$
- gabions  $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$
- eau  $\gamma = 9,81 \text{ kN/m}^3$

Le diagramme des sous-pressions a été approximé (graphique no 20) voire même surestimé. Et partiel d'un réseau d'écoulement on aurait pu avoir une répartition réelle des sous-pressions sous le banchage en gabion.

### DIAGRAMME DES PRESSIONS SUR LE BARRAGE



Si on n'aurait pas pu le faire en raison du manque de données géotechniques réelles du sol.

Calcul des forces pour 1 m de longueur de barrage

$$y = \frac{h_1 - h_2}{3} + \frac{2h_2 + h_1}{h_2 + h_1} \quad h_1 = 4,25 \text{ m} \quad h_2 = 0,75 \text{ m}$$

$$y = \frac{4,25 - 0,75}{3} + \left( \frac{2 \times 0,75 + 4,25}{4,25 + 0,75} \right) = 1,34 \text{ m}$$

$$\text{tg } \theta = \frac{0,5}{2,75} = 0,182$$

$$u_H = \frac{\gamma}{2} (h_1^2 - h_2^2) = \frac{9,81}{2} (4,25^2 - 0,75^2) = 85,84 \text{ kN/ml}$$

$$u_V = u_H \text{ tg } \theta = 85,84 \times 0,182 = 15,62 \text{ kN/ml}$$

$$T_1 = \frac{0,5 \times 2,75 \times 15}{2} = 10,31 \text{ kN/ml}$$

$$T_2 = 1,5 \times 2,75 \times 15 = 61,875 \text{ kN/ml}$$

$$T_3 = 2 \times 0,75 \times 15 = 22,5 \text{ kN/ml}$$

$$u_1 = \frac{\gamma h_1 \times 4,5}{2} = \frac{9,81 \times 4,25 \times 4,5}{2} = 94 \text{ kN/m}$$

$$u_1 = 1 \times 3,5 \times 12 = 42 \text{ kN/ml}$$

$$u_2 = 1 \times 3 \times 12 = 36 \text{ kN/ml}$$

$$u_3 = 1 \times 2,5 \times 12 = 30 \text{ kN/ml}$$

$$u_4 = 1 \times 2 \times 12 = 24 \text{ kN/ml}$$

$$u_5 = 1 \times 1,5 \times 12 = 18 \text{ kN/ml}$$

$$u_6 = 1 \times 1 \times 12 = 12 \text{ kN/ml}$$

La fondation étant constituée d'un sol assez meuble, on adoptera un coefficient de frottement égal à 0,6

$$\text{tg } \delta = 0,6$$

$$\Sigma F_v = 42 + 36 + 30 + 24 + 18 + 12 + 61,875 + 22,5 + 10,31 + 15,62 - 94 =$$

$$178,3 \text{ kN/ml}$$

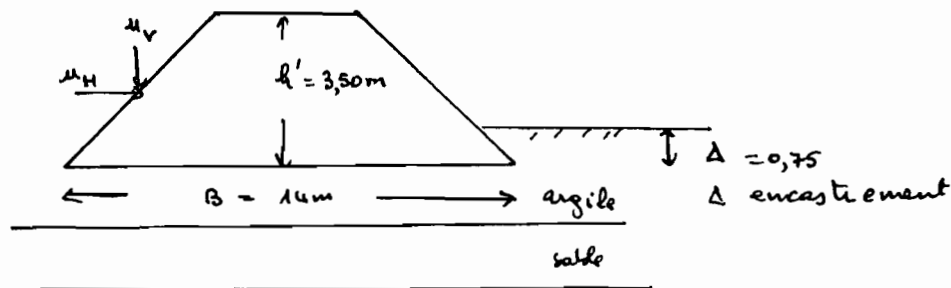


$$\Sigma F_H = 85,84 \text{ kN/ml}$$

$$F = \frac{178,3 \times 0,6}{85,84} = 1,25 > 1 \quad \text{on est sécuritaire}$$

Ce facteur aurait pu être plus grand car nous avons négligé la force de butée ainsi que l'effet du vent venant de l'amont

### 3.3 Sécurité par rapport à la capacité portante



caractéristiques de l'argile

$$\phi = 15^\circ \quad c = 50 \text{ MPa} \quad \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

Soient -  $q_d$  la capacité portante à la rupture du sol

-  $q_c$  la force appliquée par la surcharge sur le sol

$$q_d = c N_c + \gamma \Delta N_q + \frac{1}{2} B N_\gamma$$

$$q_c = \gamma h' + u_v$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  sont des paramètres fonction de la valeur de  $\phi$

Pour  $\phi = 15^\circ$  nous avons

$$N_c = 10,98$$

$$N_q = 3,94$$

$$N_\gamma = 2,65$$

$$q_d = 50 \times 10,98 + 17 \times 0,75 \times 3,94 + \frac{1}{2} \times 17 \times 14 \times 2,65 = 914,585 \text{ kPa}$$

$$q_c = 17 \times 3,5 + 15,62 = 68,12 \text{ kPa}$$

$$\text{facteur de sécurité } \frac{p_d}{p_c} = \frac{\quad}{68,12} = 19,43$$

On est sécuritaire

### Remarque

Le dimensionnement a été fait à partir de quelques hypothèses simplificatrices afin de pouvoir donner un coût approximatif de l'ouvrage tout en ayant une bonne sécurité. Des études géotechniques doivent être approfondies pour avoir les valeurs exactes ou confirmer les valeurs estimées.

### 4. Utilisation des eaux stockées

Le projet de la retenue de Dougan a été initié par LA C.U.R.E en vue de satisfaire une bonne partie des besoins en eau des populations locales pour le maraîchage, l'élevage et éventuellement la pisciculture.

D'après notre dimensionnement, si le barrage est plein, c'est à dire après une bonne saison des pluies on peut disposer d'un volume d'eau de 62000 m<sup>3</sup> au début de la saison sèche.

D'après l'O.R.S.T.O.M les pertes par évaporation sont évaluées à 1400 mm/an soit 38,9 mm/j.

D'après le C.I.E.H, les pertes par infiltration pour une cuvette d'étanchéité moyenne sont de l'ordre de 2 à 3 mm/j. Ces pertes diminuent au fur et à mesure que les particules colloïdales se déposent.

Avec ces données, le nombre d'hectares aménageables en

fonction de la durée de vie du stock peut être évalué de la manière suivante

Volume stocké	62000 m <sup>3</sup>
Surface inondée	8,63 ha
évaporation	3,8,9 m <sup>3</sup> /ha.j
infiltration	30,0 m <sup>3</sup> /ha.j
Irrigation	100 m <sup>3</sup>

soit  $x$  le nombre d'hectares que l'on peut irriguer et  $y$  le nombre de jours de vidange. Nous avons

$$y = \frac{62000}{100x + 68,9 \times 8,63}$$

d'où les résultats suivants :

$x$ (ha)	1	2	3	4	5	6
$y$ (jours)	89,17	77,96	69,25	62,29	56,61	51,87
$y$ (mois)	2,97	2,60	2,31	2,08	1,89	1,73

On pourra aménager par exemple 5 ha pendant deux mois (Novembre à Décembre) et pratiquer après épuisement de ce stock une culture de décrue sur les 8,63 ha de terres libérées, ce qui fera un total de 13,63 ha (8,63 + 5) fertilisées. Cet exemple n'est qu'une alternative entre autres et n'est envisageable que si toute l'eau est destinée au maraîchage.

ge ; ce qui n'est pas le cas car une partie de l'eau est destinée au bétail. En définitive la répartition de l'eau entre le maraîchage et l'abreuvement du bétail est laissée à l'initiative des utilisateurs de la retenue.

### Remarque

Dans la cuvette au fur et à mesure que le temps passe le volume et la surface de stockage diminuent affectant ainsi le calcul que nous avons fait. Étudions les courbes altitude versus volume (Gr 31) et altitude versus surface (Gr 32) pour voir dans quel sens ces diminutions affectent nos calculs.

#### - Variation de la <sup>pente de la</sup> courbe altitude versus volume

$$\text{Pente en } P_1 \quad \frac{10,24 - 10,1}{26,90 - 18,86} = 0,0164$$

$$\text{Pente en } P_2 \quad \frac{9,7 - 9,5}{6,9 - 4,0} = 0,070$$

$$\text{Différence des inverses des pentes} \quad \frac{1}{0,0164} - \frac{1}{0,070} = 46,70$$

#### - Variation de la pente de la courbe altitude versus surface

$$\text{Pente en } P_3 \quad \frac{10,24 - 10,10}{13,70 - 9,70} = 0,042$$

$$\text{Pente en } P_4 \quad \frac{9,7 - 9,5}{3,84 - 2,23} = 0,124$$

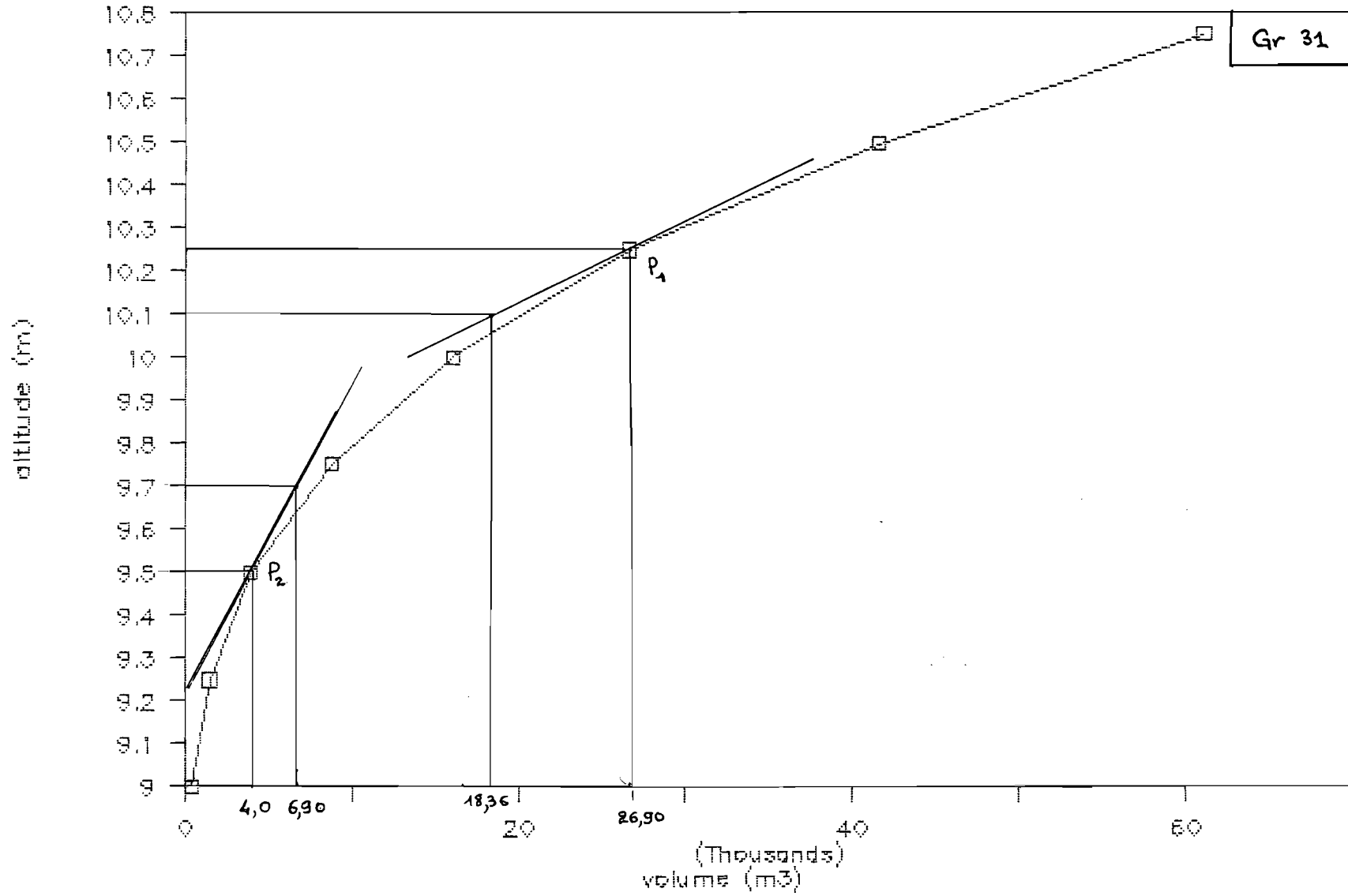
$$\text{Différence des inverses des pentes} = \frac{1}{0,0415} - \frac{1}{0,124} = 15,75$$

$$46,70 > 15,75$$

le volume diminue beaucoup plus vite que la surface donc les valeurs données dans le tableau précédent sont légèrement sous-estimées par rapport à la réalité.

# COURBE DE TARAGE

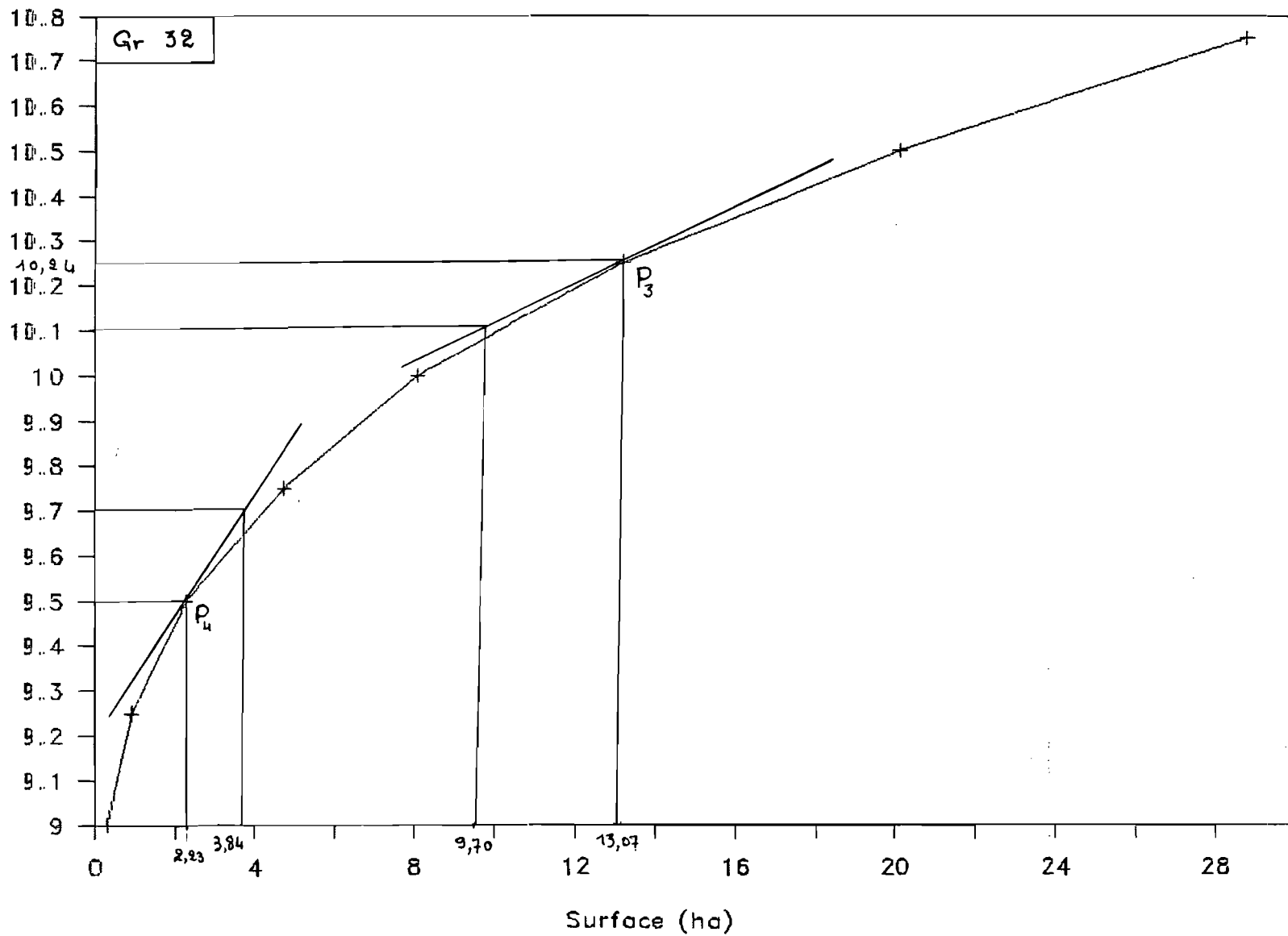
94



# COURBE DE TARAGE

96

Altitude (m)



chapitre VIII

Impacts et étude économique

# Impacts et étude économique

## 1 Impacts de la retenue

### 1.1 Sur le plan agricole

Actuellement après les cultures hivernales les populations locales s'adonnent au maraîchage (légumes et fruits) jusqu'aux environs du mois de Mars ; à partir de ce mois les terres s'assèchent, les cultures de légume cessent faute d'eau. L'avènement de la retenue de Douga Peul avec une surface empiècée de 8,6 ha et un volume d'eau stocké de 62000 m<sup>3</sup> (toutes pertes <sup>non</sup> déduites) permettra aux populations d'augmenter la durée du maraîchage, de multiplier et de diversifier la production agricole.

### 1.2 Sur le plan social

Le problème principal sera la réquisition des terres privées pour le site de stockage et la redistribution des terres mises en valeur. L'organisme communautaire initiateur de ce projet, connu sous le nom de LA C.U.R.E a prévu dans ses activités le règlement de ces problèmes. LA C.U.R.E par sa vocation et son programme d'aménagement agricole constitue une instance d'entente et de rapprochement des villageois pour la prise en charge



de leur propre sort. L'initiation des paysans sur techniques de construction des barrages et leur participation active à la réalisation, leur donne l'audace et l'expérience requise pour innover d'autres aménagements hydro-agricoles.

Il faut enfin souligner qu'en augmentant les activités agricoles par la construction de petits barrages, on génère du travail pour les paysans ce qui permet d'atténuer l'exode rural.

### 1.3 Sur le plan sanitaire

Les maladies inhérentes aux eaux stagnantes sont nombreuses :

- Infections gastro-alimentaires : choléra, typhoïde, dysenterie.
- Ophthalmie : trachome, onchocercose.
- Dermatose : abcès cutané, ulcère tropical, gale, lépre etc...
- fièvres : paludisme, fièvre jaune et autres.

L'eau peut jouer un différents rôles dans le déclenchement et la prolifération de ces maladies. Elle peut être le milieu où se développe et se reproduit l'agent pathogène qui se transmet à l'homme par voies digestives, transcutanée ou aérienne. Elle peut être le milieu de développement du vecteur transmettant la maladie :

bilharziose véhiculée par les mollusques, paludisme et fièvre jaune véhiculés par les moustiques.

L'eau stockée peut avoir des effets indirects sur les maladies préexistantes en rompant certains équilibres et en modifiant profondément l'environnement :

- Déséquilibre entre une population et son parasite habituel dont la période d'activité peut être plus longue que celle d'avant la création du barrage.

- Déplacement des populations vers les périmètres irrigués chacun apportant des parasites différents suivant son origine ; multiplication des contacts entre l'homme et les parasites (baignades, travaux dans l'eau etc ...)

L'O.M.S (l'Organisation Mondiale de la Santé) donne une formule pour chiffrer l'importance du problème lié aux moustiques en proportion de la longueur des zones marécageuses.

$$R = \frac{\text{longueur rive} \times \text{surface}}{\text{volume du réservoir}}$$

Puis qu'il n'existe pas de normes avec lesquelles on peut faire des comparaisons, nous ne calculerons pas ce paramètre.

Plus R est grand, plus le nombre de moustiques est élevé.

Cette formule a le mérite de mettre en valeur les principaux facteurs favorisant leur prolifération. Il apparaît bien clair que ce problème est plus important en région plane que dans les régions encaissées.

#### 14 Des mesures simples de protection

Pour limiter l'expansion de ces maladies on peut :

- déconseiller l'implantation des retenues

Pour cela il faut nettoyer la retenue de toute végétation avant sa mise en eau et entretenir suffisamment les berges de la retenue pour éviter le développement des zones de marécage et de végétation semi-aquatiques

- limiter au maximum le contact homme-eau en sensibilisant les populations des dangers que constituent toutes ces maladies, en les initiant aux règles d'hygiène et de prophylaxie, et en les incitant à boire l'eau des puits au lieu de l'eau de la retenue.

Des campagnes de vaccination et de distribution de médicaments préventifs par LA C.U.R.E ou les services publics médicaux pourraient atténuer considérablement le développement de ces maladies.

#### 2 Etude Economique

L'estimation des coûts des ouvrages est une étape importante dans l'élaboration d'une opération de maîtrise des

erues. La faisabilité technique si elle seule n'est pas suffisante pour entamer la construction, il faut que les coûts soient raisonnables par rapport aux objectifs fixés.

Même si le coût des investissements de base n'est pas entièrement supporté par les futures bénéficiaires, il n'en est pas moins indispensable de le déterminer. La participation réelle de chaque groupe d'acteurs doit être déterminée avant le démarrage des travaux.

## 2.1 Volume des matériaux à mettre en œuvre

### 2.1.1. Volume des déblais de fondation

A l'aide du profil en long (voir le profil en annexe VI) du terrain naturel sur l'axe du barrage, on calcule le volume des déblais en divisant la partie sous le profil en 11 sections

Section $S_i$ :	1	2	3	4	5	6
Surface ( $m^2$ )	18	16,5	16,85	23,95	28	24

Section $S_i$ :	7	8	9	10	11	$\sum_{i=1}^{11}$
Surface ( $m^2$ )	13	8,9	12	11,85	5	178,05

La largeur en fondation est de 8,0 m

$$\text{Volume des déblais} = 178,05 \times 8 = 1424,4 \text{ m}^3$$

Volume des déblais = 1424,4 m <sup>3</sup>
--

### 2.1.2 Volume de l'argile de termitière

$$V = \left[ (2+1,5) \frac{2,35}{2} + 2 \times 0,75 \right] 140$$
$$= 884 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume argile termitière} = 884 \text{ m}^3$$

### 2.1.3 Volume de tout venant à l'amont

On considère l'épaisseur moyenne de la couche de matériau tout venant égal à 2 m (environ la moitié de la largeur qui repose sur le tapis étanche) qu'on multiplie par l'aire entre la crête et la ligne du profil du terrain naturel. Cette aire est égale à 182 m<sup>2</sup>

$$\text{Volume} = 2 \times 182 = 364 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume tout venant} = 364 \text{ m}^3$$

### 2.1.4 Volume du filtre de décompression

L'épaisseur du filtre est de 0,5 m et s'étale sur toute la longueur et hauteur du banage

$$V = 0,5 \times 3,5 \times 140 = 245 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume du filtre} = 245 \text{ m}^3$$

### 2.1.5 Volume du pénétré aval

Il nous prévoyons un volume de pierres de 20 m<sup>3</sup> pour l'aval

$$\text{Volume pénétré} = 20 \text{ m}^3$$

### 2.16 Volume d'argile pour le tapis étanche

Pour une longueur de barrage de 140 m, une largeur de 7 m (2x3,5) et une épaisseur de 0,4 m nous avons :

$$V = 0,4 \times 140 \times 7 = 392 \text{ m}^3$$

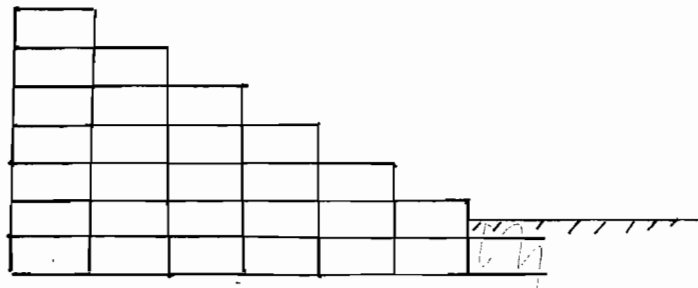
L'argile qui sera déblayée pourra servir pour le tapis étanche.

$$\text{Volume d'argile pour le tapis} = 392 \text{ m}^3$$

### 2.17 Volume de latérite nécessaire pour les gabions

Le profil du barrage (voir annexe n° VI) est fait en escalier. Chaque marche a un profil en travers lui correspondant, suivant les dimensions des marches nous allons calculer le nombre de gabions.

Par exemple pour la marche centrale numérisée E, le profil en travers correspondant est le suivant



On a 27 rangées de gabions

la longueur de la marche est égale à 48 m

le nombre de gabions par rangée =  $\frac{48}{4} = 12$  (4 = longueur gabion)

le nombre total de gabions sur la marche E =  $12 \times 27 = 324$  gabions

Nous trouvons les résultats suivants pour chaque marche

marche n°	Longueur marche (m)	Nombre gabions par rangée	Nombre rangées de gabions sur le profil	Nombre de gabions sur la marche n°
A	8	2	3	$2 \times 3 = 6$
B	12	3	6	$3 \times 6 = 18$
C	28	7	15	$7 \times 15 = 105$
D	8	2	21	$2 \times 21 = 42$
E	48	12	27	$12 \times 27 = 324$
F	12	3	15	$3 \times 15 = 45$
G	16	4	6	$4 \times 6 = 24$
H	8	2	3	$2 \times 3 = 6$
				570

Si nous prévoyons un total de 20 gabions pour les bajoyers nous auront un total de 590 gabions.

Chaque gabion aura un volume de  $0,5 \times 4 \times 1 = 2 \text{ m}^3$  donc le volume total de béton est égal à

$$V = 2 \times 590 = 1180 \text{ m}^3$$

Volume béton pour les gabions = $1180 \text{ m}^3$
--

Pour la finition nous prévoyons un volume de  $200 \text{ m}^3$  de gravillons

2.1.8 Volume total des matériaux

- grosses pierres (latérite)

gabions	1180	m <sup>3</sup>
Pierre aval	20	m <sup>3</sup>
Pavement amont	365	m <sup>3</sup>
	<hr/>	
	1565	m <sup>3</sup>

- gravier et gaillons

filtré	245	m <sup>3</sup>
finition gabion	200	m <sup>3</sup>
	<hr/>	
	445	m <sup>3</sup>

- digrile 884 m<sup>3</sup>

Pour un gabion de dimension 0,5 x 1 x 4 le poids du fil de fer est évalué à 18,2 kg

Pour l'ensemble nous auront  $18,2 \times \frac{590}{1000} = 10,738$  tonnes

Le tonnage aurait pu être diminué si après les 2 rangées de gabion semelle dans la fondation on combinait

des gabions de 1 x 2 x 4 aux gabions de 0,5 x 1 x 4. Cependant

ces gabions peuvent poser des problèmes au niveau de

la mise en oeuvre.

## 2.2 Devis estimatif

Les coûts unitaires utilisés ici sont extraits du devis des travaux de leur site Ndoye. L'équivalent d'un f/homme, jour/métier et jour/camion est tiré du livre intitulé "bas fond" de Sylvain Preston et n'est pas



rigoureusement celui en cours sur le marché local mais peut être utilisé pour établir un devis estimatif

Nous trouvons comme coût approximatif 10 523 348 FCFA

si toutes les opérations sont monnayées mais le prix de revient réel sera inférieur si cette valeur si

- il y'a la participation effective des villageois
- il y'a des aides en matériel de la part des services publics.

## Devis estimatif

Opération	Quantités	Volume de travail par unité de temps	Temps de travaux nécessaires (j/unité)	Coût unitaire du temps des travaux (FCFA)	Coût (FCFA)
Essai age gabions (gr)	590 gabions	1 gabion / j / mètre avec 2 hommes / mètres	590 (j / mètres)	500 x 2	590 000
Remassage Pierres (P) opaques (gr)	4 180 } 1625 m <sup>3</sup> 445 }	1 m <sup>3</sup> / j / h	1625 j / homme	400	650 000
Grands ponts des pierres et graviers	1625	25 m <sup>3</sup> / j / camion basse de 25 personnes	65 j / camion	10 000	650 000
Détails	1425 m <sup>3</sup>	1 m <sup>3</sup> / j / homme	1425	400	570 000
Pose et ligature des gabions	590 gabions	2 gabions / j / homme	295	400	118 000
Remplissage gabions	590 gabions	1 gabion / j / homme	590	400	236 000
fil de fer	10,738 tonnes			546 000 F/T	5 862 948
					<b>8676948</b>



chapitre IX

conclusion et recommandations

## Conclusion et recommandations

On ne prétendons pas avoir trouvé une solution qui régle de façon définitive le ruissellement et l'infiltration des eaux de pluie à Sékikotane, mais ce qui est sûr et certain, c'est que nous avons tenté d'apporter une ébauche de solution partielle à ce phénomène.

Si la végétation est peu abondante, le sol est dénué de l'humus, commence la saison des pluies, alors la seule méthode de lutte contre le ruissellement et l'infiltration, est une méthode mécanique, c'est à dire celle qui utilise la terre et les pierres (le biton étant très cher). Cependant aucune action ne peut durer et se poursuivre avec succès pour une communauté s'il n'y a pas, à la base, un groupe de personnes décidées à agir pour résoudre certains problèmes. On aboutit à une solution aux problèmes qui se posent, le groupe de base devra, dans la plupart des cas faire appel à des partenaires capables de l'aider techniquement (Ingénieurs, techniciens, volontaires du progrès...) et parfois financièrement. Il est certain que les ressources propres de la communauté sont les plus efficaces pour l'amélioration de leur cadre de vie (main d'œuvre).

La mission de LA CURE est de regrouper la

population pour l'informer et l'initier aux techniques de construction mais aussi de chercher les fonds nécessaires pour la réalisation de ces ouvrages

Le dessèchement des eaux de Sébikotane ne pourra être résolu de façon définitive que si on réalise une succession d'ouvrages le long du cours d'eau principal. Cependant chaque ouvrage est un cas spécial qui doit faire au préalable l'objet d'une étude adéquate.

Nous souhaitons que le projet d'exécution et la réalisation se fassent dans les plus brefs délais car la population y fonde tous leurs espoirs.

Pour ceux qui seront chargés de terminer le projet, nous recommandons de :

- 1 - faire des forages et sondages qui permettront de connaître la stratigraphie de la zone et la localisation des 2 plans de failles, celui de Sébikotane et celui de William Ponty, qui traversent Dongar Peul.
- 2 - faire des études de sol permettant de connaître tous les paramètres indispensables pour le dimensionnement final de l'ouvrage (granulométrie, essai de cisaillement, consolidation, tassements, perméabilité, ...)
- 3 - localiser plusieurs zones d'emprunt de l'argile de tertiaire et des gabions, étudier leurs caractéristiques pour voir celles qui présentent les meilleures

caractéristiques mécaniques et les utiliser dans le dimensionnement.

- Planter des limniographes

Aux villageois nous recommandons

1. d'être solidaire pour la réalisation de l'ouvrage. Ils doivent se mobiliser pour atteindre certains objectifs. La réalisation de ce barrage n'arrange pas toute la communauté, cependant ceux qui ne peuvent pas profiter de cet aménagement ne doivent pas désespérer et doivent participer à toutes les étapes de l'exécution. Car, il ne faut pas oublier que l'objectif de la CURE est de réaliser plusieurs barrages dans plusieurs endroits différents pour arrêter l'eau et ne plus abreuver la mer.
2. de lutter contre l'envasement progressif de leur cuvette de stockage. Pour ce faire, ils doivent enlever tous les gros agrégats et les dépôts solides dès que la cuvette s'assèche. Les dépôts solides peuvent être utilisés comme engrais pour fertiliser les terres avoisinantes. Les dépôts des particules d'argile noire qui viennent de N'doyène sont très fertiles.
3. de diversifier les cultures et d'éviter un appauvrissement des sols consécutifs à une très grande utilisation

## Bibliographie

### 1. Petits barrages en terre au Burkina Faso.

Bilan et Analyse critique

par MM d'At de St Foule, O. Grilard, H. Piaton

Ouagadougou, Janvier 1986

### 2. Métiers de l'eau du Sahel. Eau et terres en suite

Jean-Louis Chley Hugues Dupriez

Terres et vie L'harmattan Enda

### 3. Étude Hydrologique de deux petits bassins de la région de Thiès.

Par J. Lericque OR-ST-OM Office de la Recherche Scientifique et technique Outre-Mer -

Centre de Dakar - Hydrologie, Janvier 1977

### 4. Approvisionnement en eau et assainissements de Dakar et ses environs.

Étude des eaux souterraines

Tome III - Rapports des formations secondaires et tertiaires du Massif de N'Diass et régions avoisinantes.

1972, Organisation Mondiale de la Santé - Projet Sénégal



5- Petits barrages en terre en Afrique Occidentale

E.I.E.R Ecole Inter-états d'ingénieurs de l'Équipement Rural - Ouagadougou BP 7023 Burkina Faso.

6- Quelques aspects de l'hydraulique des barrages

Suggestions pour le dimensionnement des petits barrages en Afrique Sahélienne ou tropicale  
Remarques relatives à l'étude des érosions hydrauliques sur sols cohérents.

J.M. Gressillon, P. Heuter, T. Metro (EIER)

J.P. Layage, Comité Interafricain d'Études Hydrauliques (C.I.E.H)

7- Mémento de l'adjoint technique des travaux ruraux.

République Française Ministère de la Coopération  
Collection "techniques rurales en Afrique"

8- Les ouvrages en gabions

Techniques rurales en Afrique.

République Française, Secrétariat d'État aux Affaires Étrangères.

9- Technique des barrages en aménagement rural

Ministère de l'Agriculture - Direction de l'aménagement - Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural

- 10 Aide mémoire sur les ressources hydriques du Sénégal  
Décembre 1973, Centre National de la Recherche Agronomique de Bambey (Sénégal)
- 11 Hydrologie générale : principes et applications  
José Hamas - Editions Gaëtan Morin
- 12 La maîtrise des crues dans les bas-fonds  
Petits et micro-barrages en Afrique de l'Ouest  
Sylvain Bertin, février 1989
- 13 les cartes de la presqu'île du Cap-Vert  
République du Sénégal  
Leur utilisation pour l'alimentation en eau de Dakar - Par A. Martin  
Publié par le bureau de Recherches géologiques et Minières
- 14 Prescriptions techniques descriptives des travaux de reconditionnement du barrage de Sébi-Ponty.  
Ministère de l'hydraulique
- 15 Travaux de réfection du barrage de Panétion  
Ministère de l'hydraulique
- 16 Projet d'équipement du barrage de Ponty  
Ministère de l'intérieur

ANNEXE I

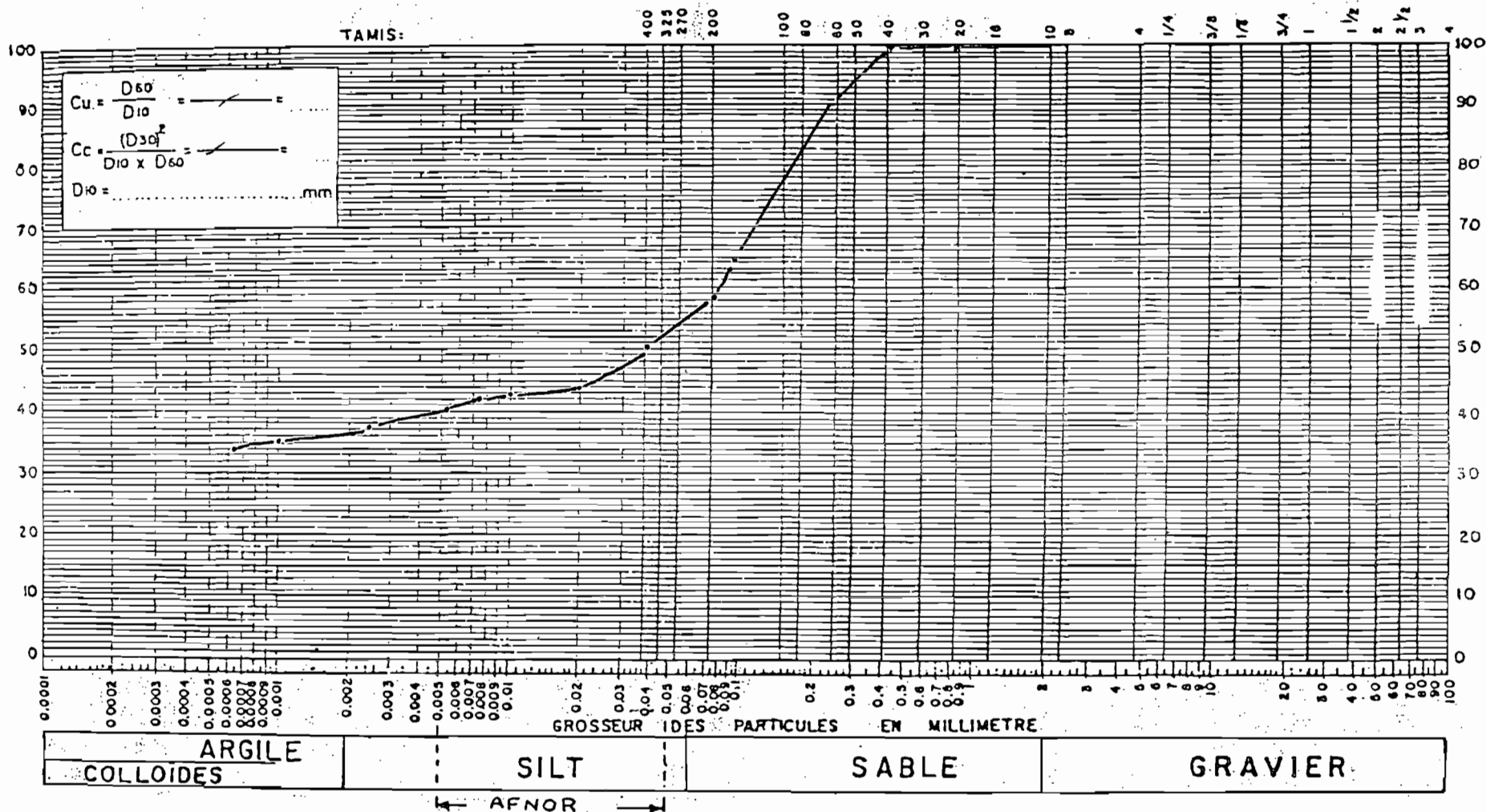
ESSAIS DE LABORATOIRE



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO. 1

### COURBE GRANULOMETRIQUE



A 1.1

Description : Argile noire pelenee a 1,20.

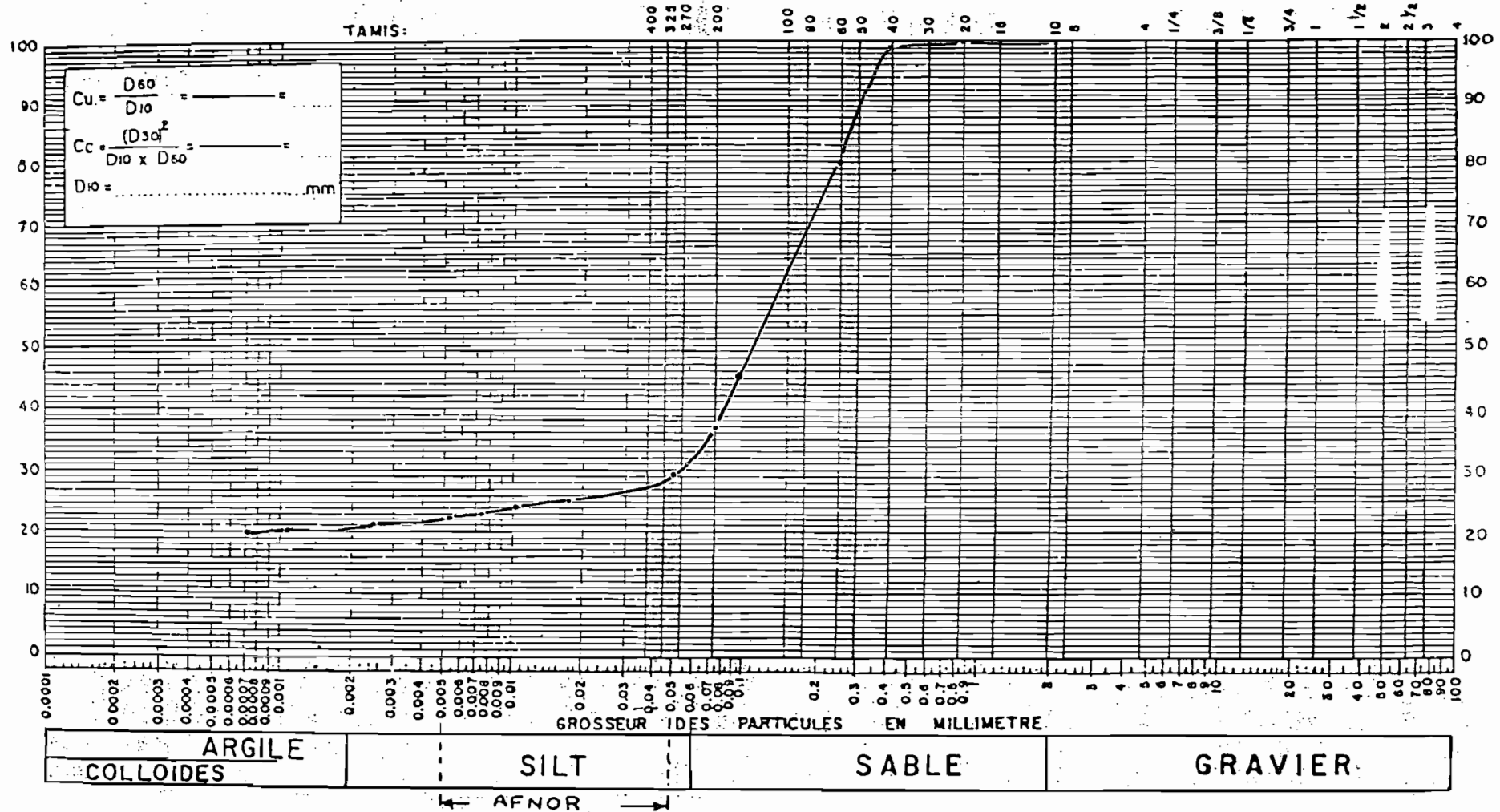
Remarques : Argile et sable avec un peu de silt.



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO. 2

### COURBE GRANULOMETRIQUE



A 1.2

Description : sable argileux avec traces de silt

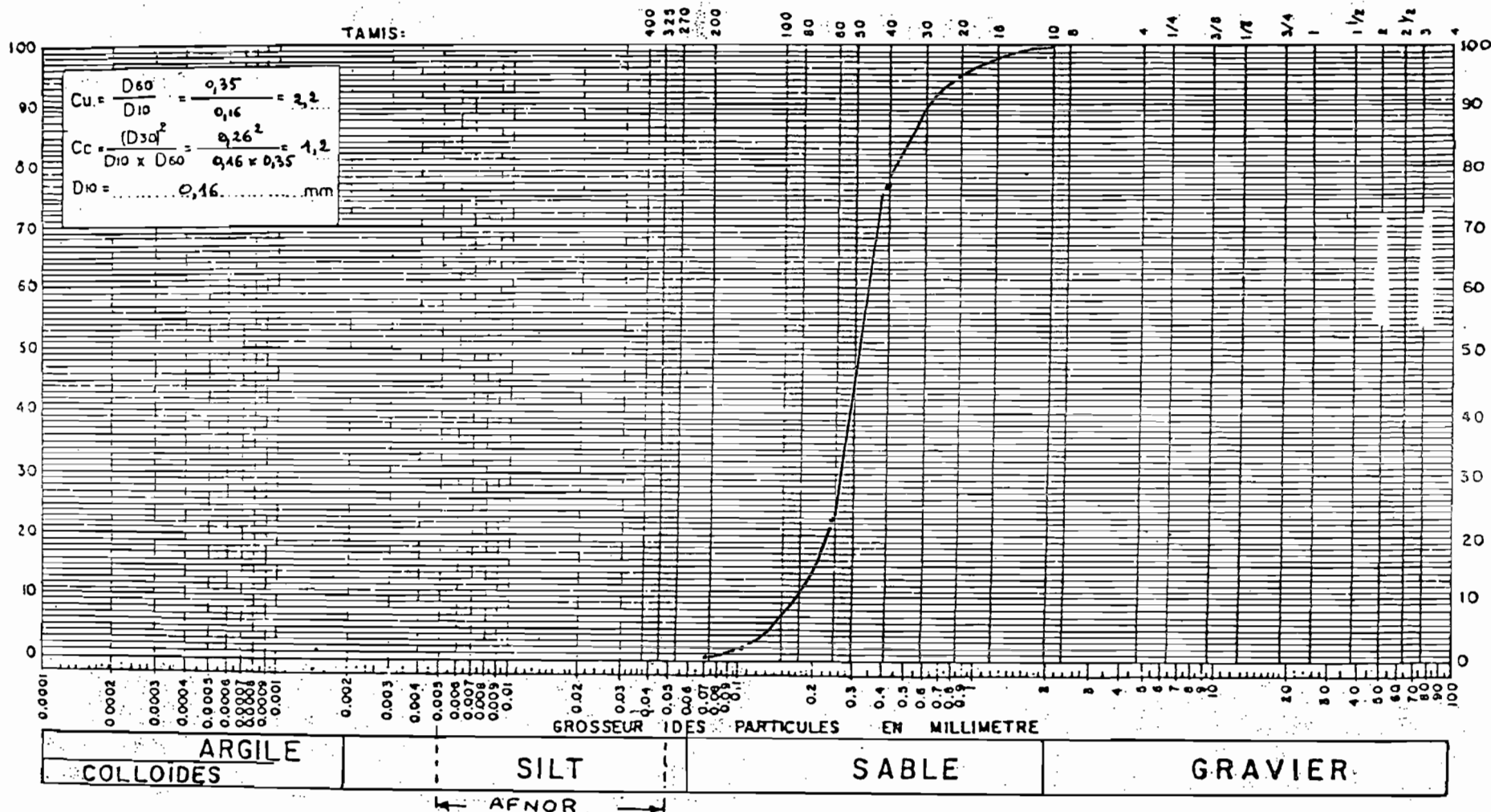
Remarques : Argile prise prélevée à 1,63m. Sableuse.



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO. 3

### COURBE GRANULOMETRIQUE



A 1.3

Description : Sable à granulométrie uniforme

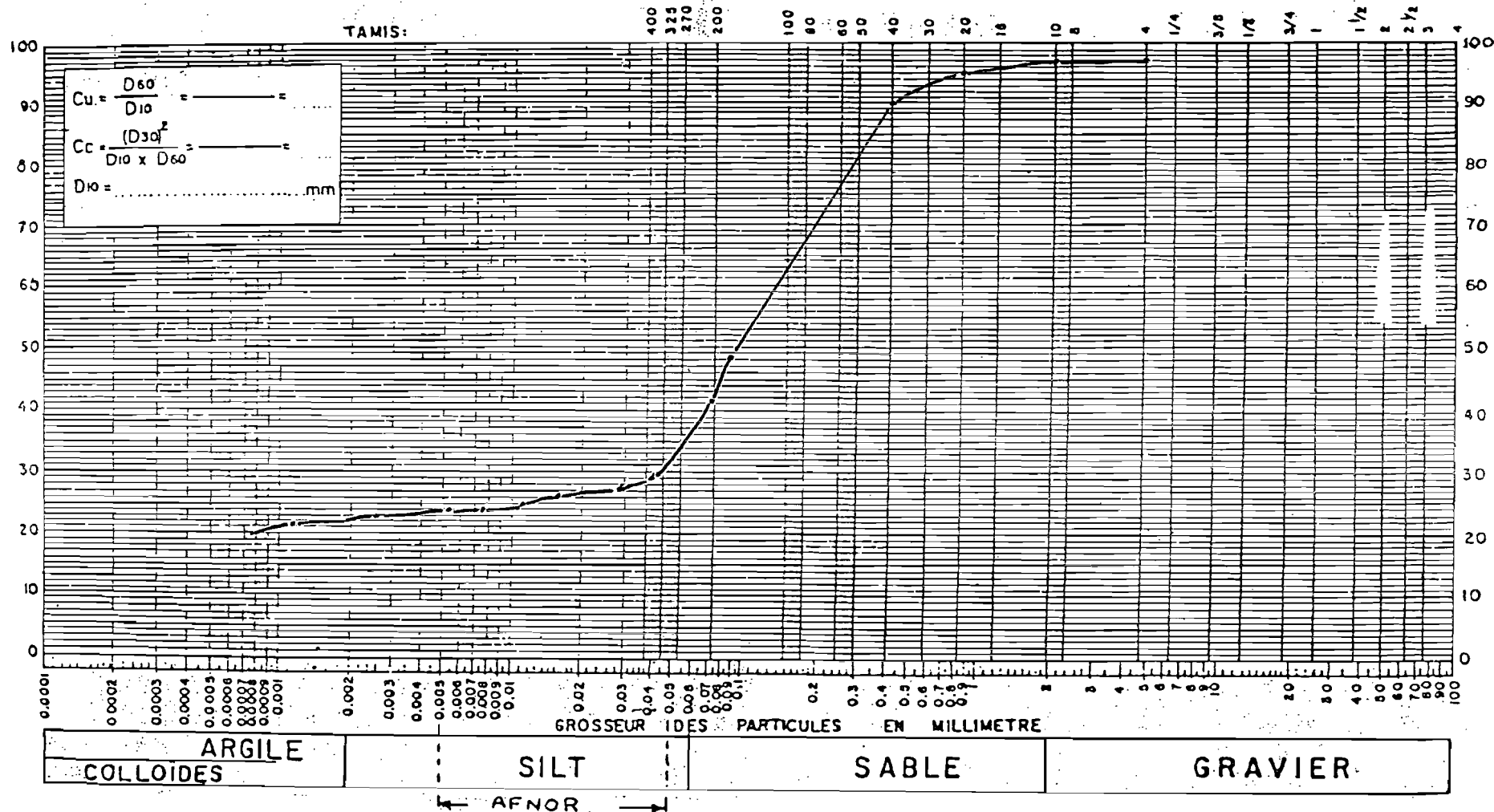
Remarques : sable prélevé à 2,00 mètres



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO. 4

### COURBE GRANULOMETRIQUE



A1.4

Description : sable et argile ou sable argileux avec traces de silt

Remarques : argile beige piélee à 3,12m

# école polytechnique de thès

## DETERMINATION AU LABORATOIRE DE LA TENEUR EN EAU DU SOL

Désignation : ASTM : D2216-66

Grosueur maximum des particules

Poids minimum de l'échantillon, g.

Tamis No. 40 (420- $\mu$ ).....	10
Tamis No. 4 (4.76-mm).....	100
1/2 po..... (13 mm).....	300
1 po..... (25 mm).....	500
2 po..... (50 mm).....	1000

A1.5

Echantillon no.: 1 Prélève à : SEBIKOTAN E				
Sondage: DOUGAR Profondeur: 1,20 m; Elev. m				
Description: <u>Argile noire</u>				
Séchage <input type="checkbox"/> Air <input checked="" type="checkbox"/> Four à T°C: 110° Durant: h *				
Essais par: 12:				
ESSAI no.	1	2	3	4
Réipient no.	Becher 2,400	Becher 5	5-9 c-3	
Poids récip. + Sol hum. Ph g	221,52	255,51	392,45	
Poids récip + Sol sec Ps g	210,67	239,83	369,22	
Poids récip = Tare Pe g	146,80	148,49	232,06	
Poids de l'eau Ph - Ps = Pe g	10,85	15,58	23,23	
Poids du sol sec Ps - Pe = Pss g	63,87	91,44	137,16	
Teneur en eau (Pa/Pss) x 100 = W%	17	17,04	16,94	
MOYENNE W% = 16,99				

Echantillon no.: 2 Prélève à : SEBIKOTAN E				
Sondage: DOUGAR Profondeur: 1,63 m; Elev. m				
Description: <u>Argile noire</u>				
Séchage <input type="checkbox"/> Air <input checked="" type="checkbox"/> Four à T°C: 110° Durant: h				
Essais par: 12:				
ESSAI no.	1	2	3	4
Réipient no.	Becher 8	Becher 12	c-4 5-14	
Poids récip. + Sol hum. Ph g	212,23	276,95	494,66	
Poids récip + Sol sec Ps g	205,77	261,57	404,38	
Poids récip. = Tare Pe g	148,49	145,69	244,70	
Poids de l'eau Ph - Ps = Pe g	6,46	15,38	20,28	
Poids du sol sec Ps - Pe = Pss g	57,28	115,88	158,68	
Teneur en eau (Pa/Pss) x 100 = W%	11,28	13,27	12,7	
MOYENNE W% = 12,42				

Remarques :

Remarques :

\* Pour le séchage au four ASTM recommande 15 à 16 heures à 110° ± 5° C (60° C pour les sols hydratés)



# école polytechnique de thès

## DETERMINATION AU LABORATOIRE DE LA TENEUR EN EAU DU SOL

Désignation : ASTM : D2216-66

Grosueur maximum des particules

Poids minimum de l'échantillon, g.

Tamis No. 40 (420- $\mu$ ).....	10
Tamis No. 4 (4.76-mm).....	100
1/2 po..... (13 mm).....	300
1 po..... (25 mm).....	500
2 po..... (50 mm).....	1000

A1.6

Echantillon no.: 3      Prélevé à : SEBIKOTANE				
Sondage : DOUGAR    Profondeur : 2,0 m ; Elev.      m				
Description : <u>sable</u>				
Séchage <input type="checkbox"/> Air <input checked="" type="checkbox"/> Four à T°C : 110°    Durant:    h    *				
Essais par :                                      1c :				
ESSAI no.	1	2	3	4
Réceptient no.	2-4			
Poids récip. + Sol hum. Ph                      g	391,26			
Poids récip + Sol sec Ps                      g	380,39			
Poids récip = Tare Pe                      g	140,92			
Poids de l'eau Ph - Ps = Pe                      g	10,87			
Poids du sol sec Ps - Pe = Pss                      g	239,47			
Teneur en eau (Pe/Pss) x 100 = W%                      g	4,54			
MOYENNE      W% = 4,54				

Echantillon no.: 4      Prélevé à : SEBIKOTANE				
Sondage : DOUGAR    Profondeur : 3,12 m ; Elev.      m				
Description : <u>Argile beige</u>				
Séchage <input type="checkbox"/> Air <input checked="" type="checkbox"/> Four à T°C : 110    Durant:    h				
Essais par :                                      1c :				
ESSAI no.	1	2	3	4
Réceptient no.	Becher 6	Becher 7	c-13 5-16	
Poids récip. + Sol hum. Ph                      g	214,10	275,92	411,99	
Poids récip + Sol sec Ps                      g	207,69	263,21	396,02	
Poids récip. = Tare Pe                      g	149,25	151,16	244,49	
Poids de l'eau Ph - Ps = Pe                      g	6,41	12,68	15,97	
Poids du sol sec Ps - Pe = Pss                      g	58,44	112,08	151,53	
Teneur en eau (Pe/Pss) x 100 = W%                      g	10,97	11,31	10,54	
MOYENNE      W% = 10,94				

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

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

\* Pour le séchage au four ASTM recommande 15 à 16 heures à 110° ± 5° C (60° C pour les sols hydratés)

# école polytechnique de thiers

LABORATOIRE DE GEOTECHNIQUE	ASTM D 422
<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE</b>	
<b>IDENTIFICATION</b>	
Echantillon prélevé à <u>SEBIKOTANE</u>	Manipulateur _____
<u>SABLE PRELEVÉ à 2,00 m</u>	Calculé _____ Date _____

POIDS TOTAL DE L'ÉCHANTILLON REÇU AU LABORATOIRE & W% NATURELLE

Récepteur no.: \_\_\_\_\_ Sol humide + tare = \_\_\_\_\_ g ; Sol sec + tare = \_\_\_\_\_ g

Poids de l'eau = \_\_\_\_\_ g ; Tare = \_\_\_\_\_ g ; Poids sol sec = \_\_\_\_\_ g ; W% = \_\_\_\_\_

% de particules plus grandes que 150 mm (6 po.) = \_\_\_\_\_

POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE (si différente du poids total)	TAMIS		POIDS DU SOL RETENU		% RETENU	% DU SOL PASSANT	
	pouces (mm)		INDIVIDUEL	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF REPORTÉ
Récepteur no.: _____ Sol + tare = _____ g Tare = _____ g Sol sec = _____ g  SÉCHAGE <input type="checkbox"/> Air <input type="checkbox"/> Four Remarques _____	3"	(75)					
	2"	(50)					
	1 1/2"	(37,5)					
	1	(25)					
	3/4"	(19)	1/2" (13)				
	3/8"	(9,5)					
	# 4	(4,75)					
	RÉSIDU						
						<b>PERTES</b>	
						Poids = _____ g ; % = _____	

RAYEZ LES TAMIS NON UTILISÉS

POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE	TAMIS		POIDS DU SOL RETENU		% RETENU	% DU SOL PASSANT	
	Numéro (D mm)		INDIVIDUEL	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF REPORTÉ
Récepteur no.: <u>2-4</u> Sol + tare = <u>380,39</u> g Tare = <u>140,92</u> g Sol sec = <u>239,47</u> g  SÉCHAGE <input type="checkbox"/> Air <input checked="" type="checkbox"/> Four TAMISAGE <input checked="" type="checkbox"/> à sec <input type="checkbox"/> lavage SÉDIMENTOMÉTRIE <input type="checkbox"/> oui <input checked="" type="checkbox"/> non	# 4	(4,75)					
	# 8	(2,36)	# 10	(2,00)	0,15	0,15	99,85
	# 16	(1,18)	# 20	(0,85)	12,6	12,75	94,68
	# 30	(0,60)	# 40	(0,42)	41,49	54,24	77,35
	# 50	(0,30)	# 60	(0,25)	129,31	183,55	76,65
	# 100	(0,15)	# 140	(0,106)	51,28	234,83	98,06
	# 200	(0,075)			2,6	237,43	99,15
	RÉSIDU				1,91	239,34	
						<b>PERTES</b>	
						Poids = <u>0,13</u> g ; % = <u>0,05</u>	

REMARQUES (couleur sac-humide, forme des grains, matières organiques, w% nat., etc.)

W% = 4,54

DESCRIPTION NORMALISÉE : \_\_\_\_\_

A1.7

M.B. 100 185

PROJET : FIN D'ÉTUDES

SONDAGE : DOUGAR Localisation : SEBIKOTANE

Echantillon n°: 1 Qualité \_\_\_\_\_

Profondeur de 1,2 m; à \_\_\_\_\_ m; Elev. \_\_\_\_\_ m

Description: Argile noire

Essai par: \_\_\_\_\_ le: \_\_\_\_\_

Observations: \_\_\_\_\_

HYROMÈTRE ISH  152 H  n° \_\_\_\_\_

TAMIS	POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE		Poids sol retenu individuel	% retenu cumulé	D (mm)	% sol PASSANT	
	Récep. no. 5-9 C3	P <sub>s</sub> + T = 369,45 g				cumulatif	reporté
3"					75		
2"					50,8		
1 1/2"					38,1		
1"					25,4		
3/4"					19,1		
1/2"					12,7		
3/8"					9,5		
# 4					4,76		
# 10	0,11	0,11	0,08	2,00	99,92		
# 20	0,13	0,24	0,17	0,84	99,83		
# 40	0,32	0,56	0,41	0,42	98,59		
résidu					Partes =		

A1.8

POIDS UTILISÉ (50 à 100 g) SEC : 63,87 g

humide: \_\_\_\_\_ g

Agent défloculant: hexamétoposphate

Concentration 40 g/l

Quantité \_\_\_\_\_ ml

Durée trempage 24 h

Durée dispersion \_\_\_\_\_ min

DENSITE RELATIVE = 2,7

$\alpha (f(DR)) = 0,99$

$P\% = \frac{\alpha \cdot R_{cor}}{P_{sec}} \times 100$

TENEUR EN EAU NATURELLE		Date	T <sub>min</sub>	T <sub>min</sub>	t°C	K	R	DR	R <sub>cor</sub>	L	L/T	√L/T	D (mm)	% SOL PASSANT
Récep. no		Heure, minute	sup.	essai		f (E°C, DR)		(colib.)	(R-DR)	(table)			=	cumulatif
P <sub>h</sub> + T		Obs.	g							f(R-1)			K√L/T	reporté
			1	1'	30,5	0,0119	33	0,6	32,4	11,1	11,1	3,33	0,0396	50,22
			2	2'	30,5	0,0119	30	0,6	32,4	11,5	5,75	2,4	0,0285	50,22
			5	5'	30,5	0,0119	28,5	0,6	27,9	11,8	2,36	1,54	0,0183	43,24
			15	15'	30	0,012	28,5	0,8	27,7	11,8	0,787	0,887	0,0106	42,93
			30	30'	30	0,012	28,0	0,9	27,2	11,9	0,397	0,63	0,00756	42,16
			60	60'	30	0,012	27,0	0,8	26,2	12	0,2	0,447	0,00537	40,61
			250	250'	30,5	0,0119	25	0,6	24,4	12,4	0,0496	0,223	0,00265	37,82
			1440	1440'	29,5	0,012	24	0,88	23,12	12,5	0,00868	0,093	0,00112	35,84
			2880	3324'	30,8	0,012	22,5	0,42	22,08	12,8	0,00385	0,062	0,00745	34,22

REMARQUES: \_\_\_\_\_

W% moy = 16,99

S. 1. 1. 1.

PROJET : FIN D'ÉTUDES

SONDAGE : DOUGAR Localisation : SÉBIKOTANE

Echantillon n° : 2 Qualité : \_\_\_\_\_

Profondeur de 1,63 m ; à \_\_\_\_\_ m ; Elev. \_\_\_\_\_ m

Description : Argile noire

Essai par : \_\_\_\_\_ la : \_\_\_\_\_

Observations : \_\_\_\_\_

HYROMÈTRE ISH  152 H  n° \_\_\_\_\_

TAMIS	POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE		Poids sol retenu individual	% retenu cumulatif	D (mm)	% SOL PASSANT cumulatif reporté	
	Récep. no. C4-5-14	Ps + T					
3"					75		
2"		404,38 g			50,8		
1 1/2"		Tare = 240,70 g			38,1		
1"		Psec = 159,68 g			25,4		
3/4"					19,1		
1/2"					12,7		
3/8"					9,5		
# 4					4,76		
# 10			0,05	0,05	0,03	2,00	99,97
# 20			0,04	0,09	0,06	0,84	99,94
# 40			0,33	0,42	0,26	0,42	99,74
résidu						Partes =	

A1.9

POIDS UTILISÉ (50 à 100 g) SEC : 57,28 g humidité : \_\_\_\_\_ g

Agent défloculant : hexaméta-phosphate

Concentration 40 g/l Quantité \_\_\_\_\_ ml

Durée trempage 24 h Durée dispersion \_\_\_\_\_ min

DENSITE RELATIVE = 2,7

$\alpha (f(DR)) = 0,99$

$P\% = \frac{\alpha \cdot R_{cor}}{P_{sec}} \times 100$

Date	T <sub>min</sub>	T <sub>min</sub>	t <sup>2</sup> C	K	R	DR	R <sub>cor</sub>	L	L/T	$\sqrt{L/T}$	D (mm)	% SOL PASSANT cumulatif P%	% SOL PASSANT cumulatif reporté
Heure, minute	sub.	essai		f(EG, DR)		(colib.)	(R-DR)	(tabla)			=		
Obs.	gère							f(R-1)			K $\sqrt{L/T}$		
	1	0,62'	30	0,012	35	0,8	34,2	10,7	15,97	3,996	0,05	23,9	23,82
	2	1'	30	"	33	0,8	34,2	11,1	11,1	3,33	0,04	27,51	27,44
	5	5'	30	"	31	0,8	30,2	11,4	2,28	1,51	0,018	25,8	25,73
	15	15,5'	29,8	"	29,5	0,88	28,62	11,6	0,748	0,865	0,0104	24,45	24,39
	30	31'	29,8	"	28	0,88	27,12	11,9	0,384	0,619	0,0074	23,17	23,11
	60	60'	29,8	"	27,5	0,88	26,62	11,95	0,199	0,446	0,00535	22,74	22,68
	250	250'	30,2	"	26,2	0,72	25,48	12,16	0,0486	0,22	0,00265	21,77	21,71
	1440	1445'	29,8	"	25	0,88	24,12	12,2	0,0084	0,092	0,00110	20,61	20,56
	2880	2885'	30,8	"	24	0,42	23,58	12,5	0,00373	0,001	0,000732	20,15	20,1

TENEUR EN EAU NATURELLE		
Récep. no		
P <sub>h</sub> + T		
P <sub>s</sub> + T		
P <sub>eau</sub>		
Tare		
P <sub>sec</sub>		
W%		
W% moy = 12,42		

REMARQUES : \_\_\_\_\_

Sépi. B.1.9

PROJET: FIN D'ETUDES

SONDAGE: DOUGAR Localisation: SÉBIKOTANE

Echantillon n°: 4 Qualité: \_\_\_\_\_

Profondeur de 3,12 m; à \_\_\_\_\_ m; Elev. \_\_\_\_\_ m

Description: Argile beige

Essai par: \_\_\_\_\_ le: \_\_\_\_\_

Observations: \_\_\_\_\_

HYROMÈTRE 151H  152H  n° \_\_\_\_\_

TAMIS	POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE		% retenu cumulé	D (mm)	% SOL PASSANT	
	individuel	cumulatif			cumulatif	reporté
3"				75		
2"				50,8		
1 1/2"				38,1		
1"				25,4		
3/4"				19,1		
1/2"				12,7		
3/8"				9,5		
# 4	3,77	3,77	2,48	4,76	97,51	
# 10	1,29	5,06	3,30	2,00	96,66	
# 20	2,23	7,29	4,81	0,84	95,19	
# 40	7,35	14,64	9,66	0,42	90,30	
résidu						Partes =

A1.10

SÉRIE	Date Heure, minute Obs.	T <sub>min</sub> sub. gré	T <sub>min</sub> essai	t°C	K f(EG, DR)	R	SR (colib.)	R <sub>cor</sub> (R-SR)	L (table) f(R-1) (manisque)	L/T	√L/T	D (mm) = $\frac{K \cdot L}{T}$	% SOL PASSANT	
													cumulatif P%	cumulatif reporté
		1	1,25'	30	0,012	21	2,0	19	13	10,4	3,22	0,0387	32,19	29,07
		2	2,3'	30	"	20	2,0	18	13,2	5,74	2,39	0,0287	30,49	27,53
		5	5,3'	30	4	19	2,0	17	13,3	2,51	1,58	0,0162	28,8	26,04
		15	16,3'	29,8	"	18,5	2,12	16,38	13,25	0,813	0,902	0,011	27,35	25,06
		30	31'	29,8	"	18	2,12	15,88	13,3	0,429	0,655	0,00786	26,9	24,29
		60	60'	29,8	"	18	2,12	15,88	13,3	0,22	0,471	0,00565	26,9	24,29
		250	250'	30,5	"	17,2	1,8	15,4	13,46	0,0538	0,232	0,00278	26,09	23,56
		1440	1445'	29,8	"	16,5	2,12	14,38	15,5	0,0107	0,103	0,00124	24,36	22
		2880	3285'	30,8	"	15	1,62	13,38	14	0,00426	0,065	0,000783	22,67	20,47

TENEUR EN EAU NATURELLE		
Récep. no		
P <sub>n</sub> +T		
P <sub>s</sub> +T		
P <sub>eau</sub>		
Tare		
P <sub>sec</sub>		
W%		
W% moy = 10,94		

REMARQUES: \_\_\_\_\_

M.B. 1955

# DIAGRAMME DE PLASTICITÉ

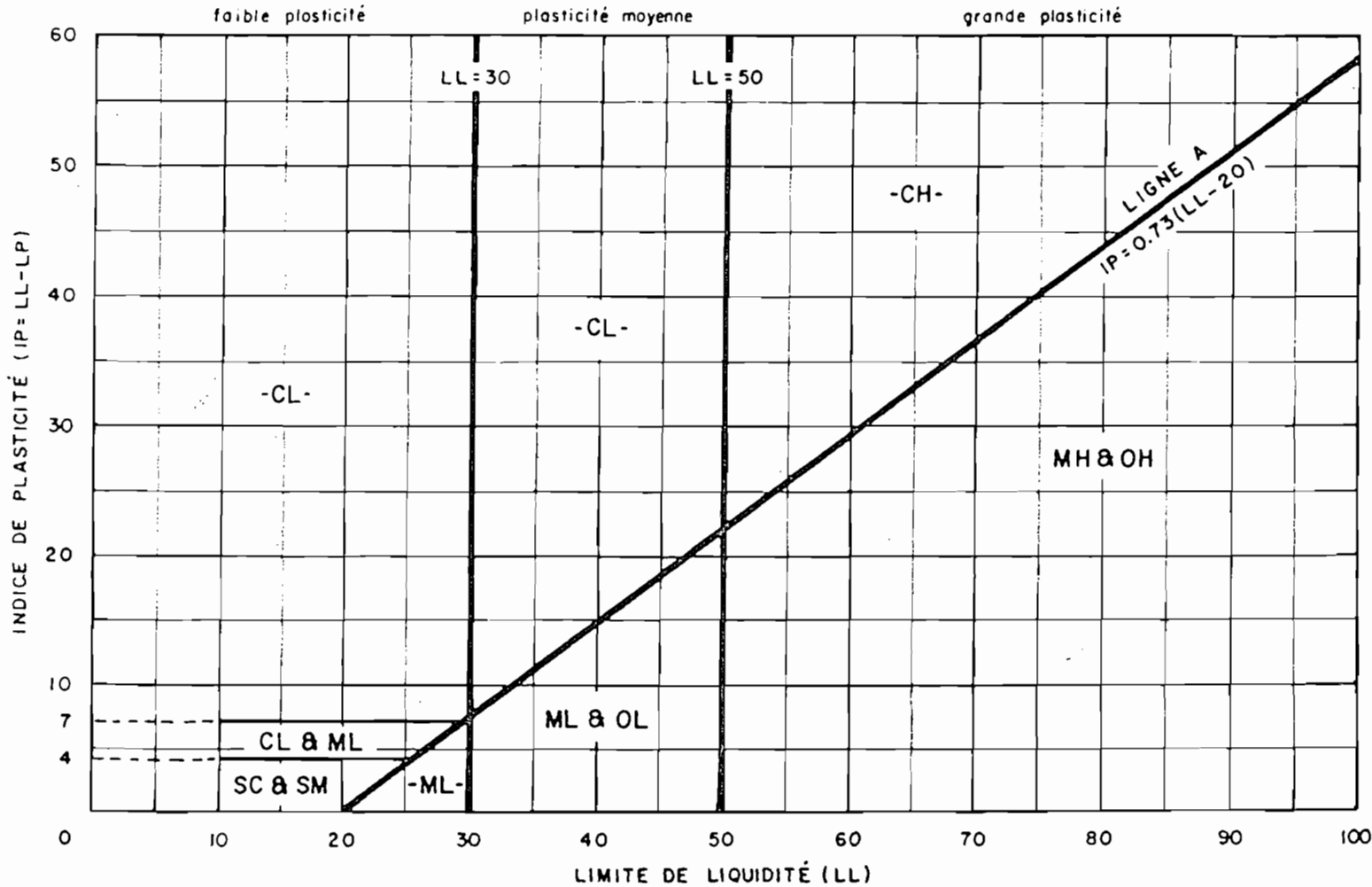
école polytechnique de thiers

CLIENT :

PROJET :

EMPLACEMENT :

CONTRAT NO :



- OH- Argile organique
- CH- Argile inorganique de grande plasticité
- CL- Argile inorganique de faible plasticité
- OL- Silt organique
- MH- Silt inorganique de grande plasticité
- ML- Silt inorganique de faible plasticité
- SC- Sable argileux
- SM- Sable silteux

REMARQUES :

A1.11

10 novembre 1975

PRÉPARÉ PAR :

LE :

VÉRIFIÉ PAR :

LE :

PAGE

DE





# école polytechnique de thiès

## LIMITES D'ATTERBERG

Echantillon no. 2	Prélevé à : SÉBIKORANE		
Sondage : DOUGAR	Profondeur : 1,63	m ; Elév. : m ;	Date :
Description :			
Essais par :	la :	Calculé par :	la :

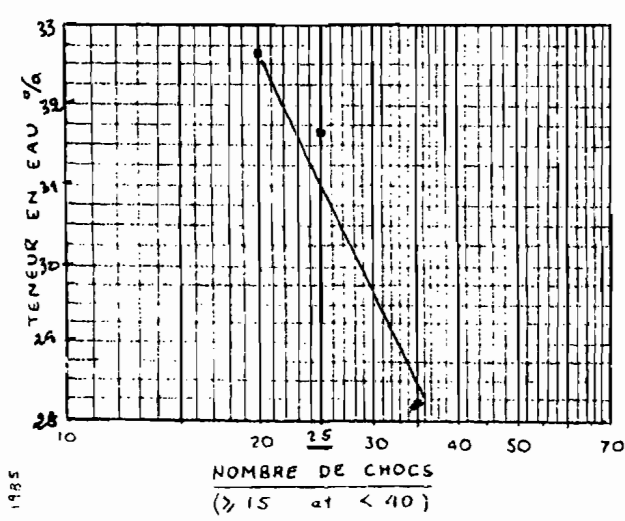
Préparation de l'échantillon selon normes ASTM D 421 (à sec) ou D 2217 (humide)

HUMIDE ou  broyé A SEC après séchage à l'air  au four  à T°C : \_\_\_\_\_

Pourcentage de particules retenues au tamis n° 40 (0,42 mm) = \_\_\_\_\_

LIMITE DE PLASTICITÉ				TENEUR EN EAU NATURELLE		
ESSAI No.	1	2	3	1	2	3
CONTENANT No.	I-10	4-3	I-7			
POIDS CONT. + SOL HUM. Ph g	25,05	23,88	24,72			
POIDS CONT. + SOL SEC Ps g	24,45	23,56	24,27			
POIDS DU CONTENANT Pc g	21,55	21,93	21,17			
POIDS DE L'EAU Pa = Ph - Ps g	0,6	0,32	0,45			
POIDS DU SOL SEC Pss = Ps - Pc g	2,9	1,63	3,1			
TENEUR EN EAU W% = (Pa/Pss) 100	20,69	19,63	14,52			
MOYENNE 18,28	LP = 18,28			W% nat. =		

LIMITE DE LIQUIDITÉ						
NOMBRE DE CHOCS (2 revolutions / second)	35	25	20			
CONTENANT No.	E-6.10	E-6.6	P-10			
POIDS CONT. + SOL HUM. Ph g	35,80	40,14	36,69			
POIDS CONT. + SOL SEC Ps g	32,65	35,80	33,10			
POIDS DU CONTENANT Pc g	21,48	22,29	22,12			
POIDS DE L'EAU Pa = Ph - Ps g	3,15	4,3	3,59			
POIDS SOL SEC Pss = Ps - Pc g	11,17	13,55	10,98			
TENEUR EN EAU W% = (Pa/Pss) 100	28,2	31,73	32,69			



**RÉSULTATS**

TENEUR EN EAU NATURELLE W% = 19,42

LIMITE DE LIQUIDITÉ LL = 31

LIMITE DE PLASTICITÉ LP = 18,28

INDICE DE PLASTICITÉ (LL - LP) IP = 12,72

INDICE DE LIQUIDITÉ ((Wnat - LP) / IP) IL =

CLASSIFICATION ABAQUE DE CASAGRADE =

OU ..... NS : Plasticité

..... Moyenne

Argile inorganique





# Etude Hydrologique

## 1 Caractéristiques physiographiques du bassin de Panétior

### a. Périmètre P (km)

Il a été mesuré à l'aide du curvimètre G1M8 sur une carte à l'échelle 1/50 000<sup>e</sup>

Essai n°	1	2	Moyenne
P (km)	50	50	50

$$P = 50 \text{ km}$$

### b. aire du bassin versant A<sub>BV</sub> (km<sup>2</sup>)

L'aire a été déterminée à l'aide du planimètre n° 117 435 TM-34-7 de l'E.P.T. Avant de la déterminer nous calibrons d'abord le planimètre pour obtenir sa valeur de vernier (Vernier Value V.V). Pour ce faire nous traçons sur une feuille de papier quadrillé un carré de 10 cm de côté et nous quantifions avec le planimètre son unité de Vernier (Vernier Units V.U). On mesure V.U pour le contour du carré et nous trouvons les valeurs suivantes:

V.U initial	0,240	0,064
V.U final	1,254	1,078
V.U définitif	1,014	1,014

$$V.U \text{ définitif} = V.U_{\text{final}} - V.U_{\text{initial}}$$

$$\text{Moyenne des } V.U \text{ définitif} = V.U = 1,014$$

Connaissant l'échelle de notre carte (1/50000) nous déterminons l'aire réelle (AR) du carré

$$AR = 100 \times (50000)^2 = 2,5 \cdot 10^{11} \text{ cm}^2 = 25 \text{ km}^2$$

ensuite nous déterminons V.V

$$V.V = AR_{\text{carré}} / V.U_{\text{carré}} = \frac{25}{1,014} = 24,655 \text{ km}^2$$

L'aire du bassin versant est obtenue par la relation

$$\begin{aligned} A_{BV} &= (V.U_{\text{final}} - V.U_{\text{initial}}) \cdot V.V \\ &= V.U(\text{définitif du bassin versant}) \cdot V.V \end{aligned}$$

Tableau des valeurs obtenues

Essai n°	1	2	3	Moyenne
V.U initial	0,028	0,05	0,09	
V.U final	4,055	4,063	4,1	
V.U définitif	4,027	4,013	4,01	4,017

$$A_{BV} = 4,017 \times 24,655 = 99,04 \text{ km}^2$$

$$A_{BV} = 99 \text{ km}^2$$

c. Longueur du cours d'eau principal,  $L_p$  (km)

A l'aide du curvimètre G1 M8 nous mesurons la longueur du cours d'eau principal à l'échelle 1/50000

Essai n°	1	2	3	Moyenne
$L_p$ (km)	18	19	18	18,33

$$L_p = 18,33 \text{ km}$$

d. Longueur de tous les cours d'eau,  $L_c$  (km)

Mesuré à l'aide du curvimètre Q1 M8 à l'échelle 1/50000

nous obtenons

Essai n°	1	2	3	4	Moyenne
$L_c$ (km)	120	120	118	119	119,5

$$L_c = 119,5 \text{ km}$$

e. Longueur de l'exutoire jusqu'au centre de gravité du bassin versant,  $L_{CA}$  km

Le centre de gravité a été déterminé en divisant le bassin versant en plusieurs figures géométriques simples (graphique n° 33).

Ensuite nous mesurons la distance le long du cours d'eau principal depuis l'exutoire du bassin versant jusqu'en un point représenté par la projection du centre de gravité du bassin versant sur un plan horizontal (graphique n° )

À l'aide du même curvimètre nous trouvons

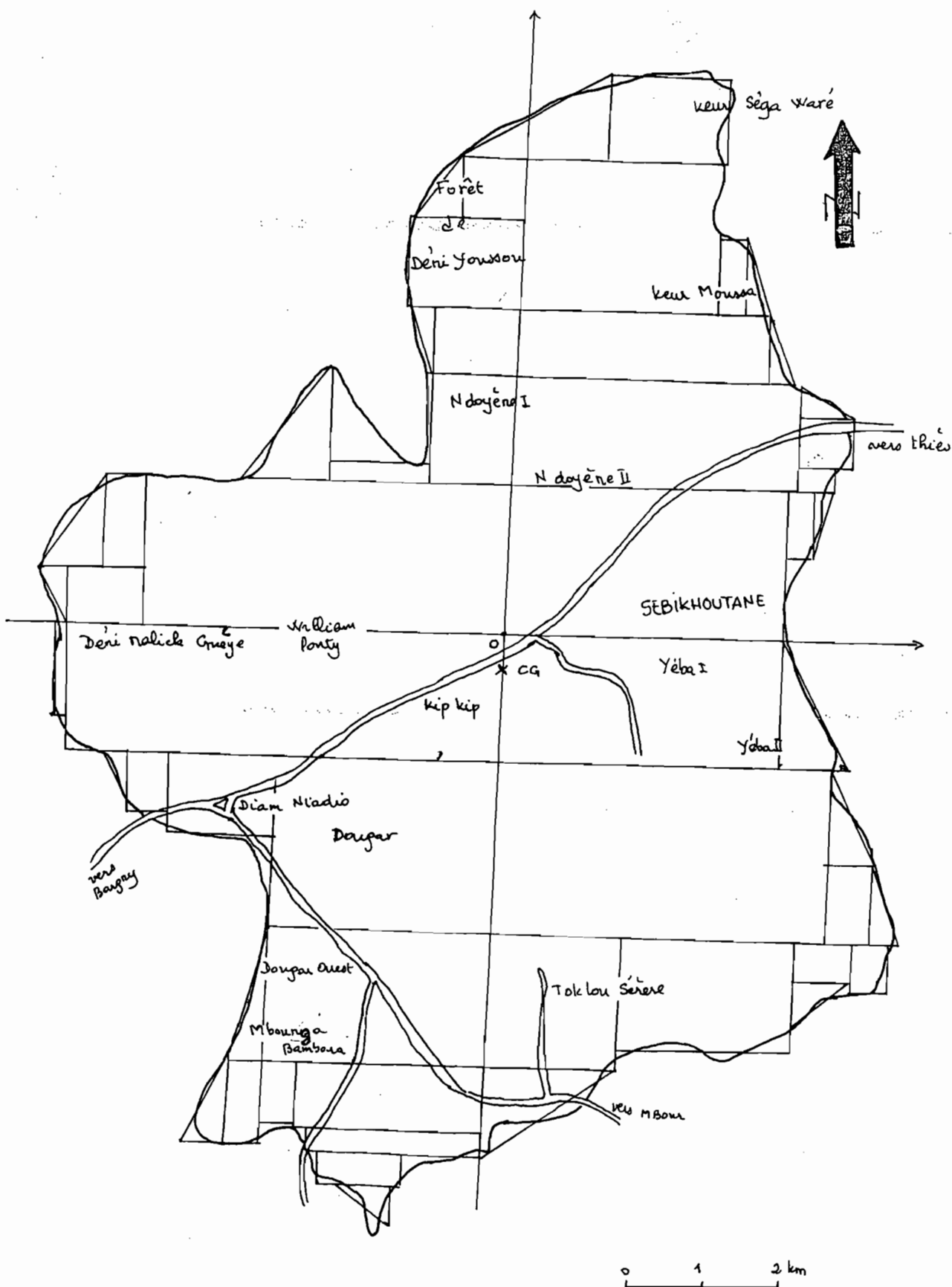
Essai n°	1	2	3	Moyenne
$L_{CA}$ (km)	8,2	8,1	8,2	8,2

$$L_{CA} = 8,2 \text{ km}$$

# BASSIN DE PANÉTIOR

Gr. 33

## DÉTERMINATION DU CENTRE DE GRAVITÉ



Snyder a suggéré ce paramètre pour estimer plus facilement les courbes d'égal temps de transport ou les courbes d'égal distance lors de la détermination d'un hydrogramme synthétique (Cartier et Leclerc, 1964).

#### f. Rapport de relief RR

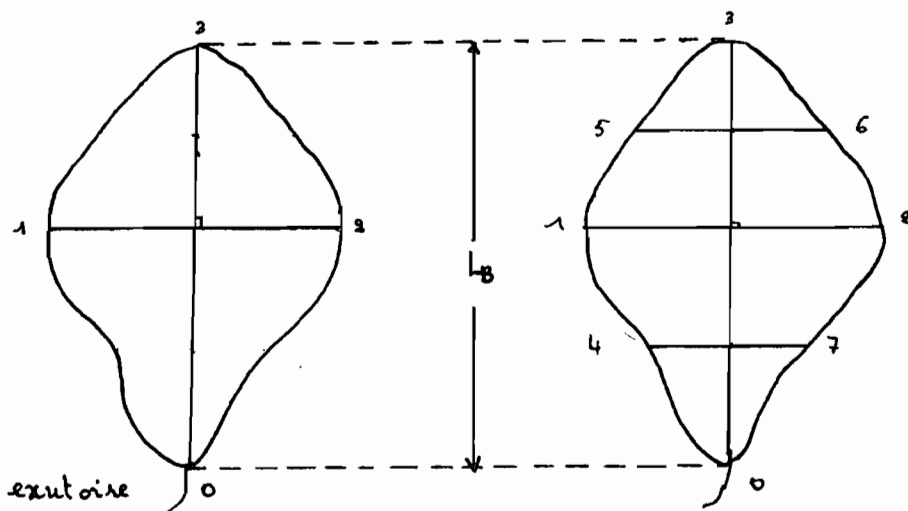
Le rapport de relief est le quotient entre le relief total du bassin versant (RB) et la longueur maximale du bassin mesurée dans le sens de l'écoulement d'un cours d'eau (LB)

$$RR = \frac{RB}{LB}$$

La longueur maximale (LB) du bassin versant est évaluée en mesurant la distance entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin qui est le point 3. Le calcul du relief total (RB) s'effectue en plusieurs étapes :

1. Par une perpendiculaire à la ligne LB et à l'endroit où le bassin a sa largeur maximale on sépare le bassin en deux parties. Soit A l'intersection de cette perpendiculaire avec LB voir figure ci-dessous.
2. On relève les altitudes des points 1 et 2 qui sont les intersections de la perpendiculaire à LB avec le contour du bassin.
3. Par deux perpendiculaires à LB, on sépare chacune des deux parties du bassin versant en deux surfaces.

Ces deux perpendiculaires sont placées de telle sorte qu'elles divisent en deux longueurs égales les segments qui vont de la tête du bassin (point 2) à A et de A à l'exutoire. Les altitudes sont relevées aux points de rencontre de ces perpendiculaires avec le contour du bassin (point 4, 5, 6 et 7)



voir graphique n° 34

Schumm (1958) observe qu'un rapport de relief 'élevé' est caractéristique d'un relief accidenté, tandis qu'une faible valeur suppose une région où la topographie est plutôt plane. Les altitudes relevées sont les suivantes

$$\begin{array}{llll}
 H_0 = 5 \text{ m} & H_2 = 73 \text{ m} & H_4 = 43 \text{ m} & H_6 = 67 \text{ m} \\
 H_1 = 45 \text{ m} & H_3 = 50 \text{ m} & H_5 = 45 \text{ m} & H_7 = 35 \text{ m}
 \end{array}$$

$$RB = \frac{\sum_{i=1}^7 H_i}{7} - H_0 = 49,71 - 5 = 44,71 \text{ m}$$

$L_B$  mesuré à l'aide d'un double décimètre

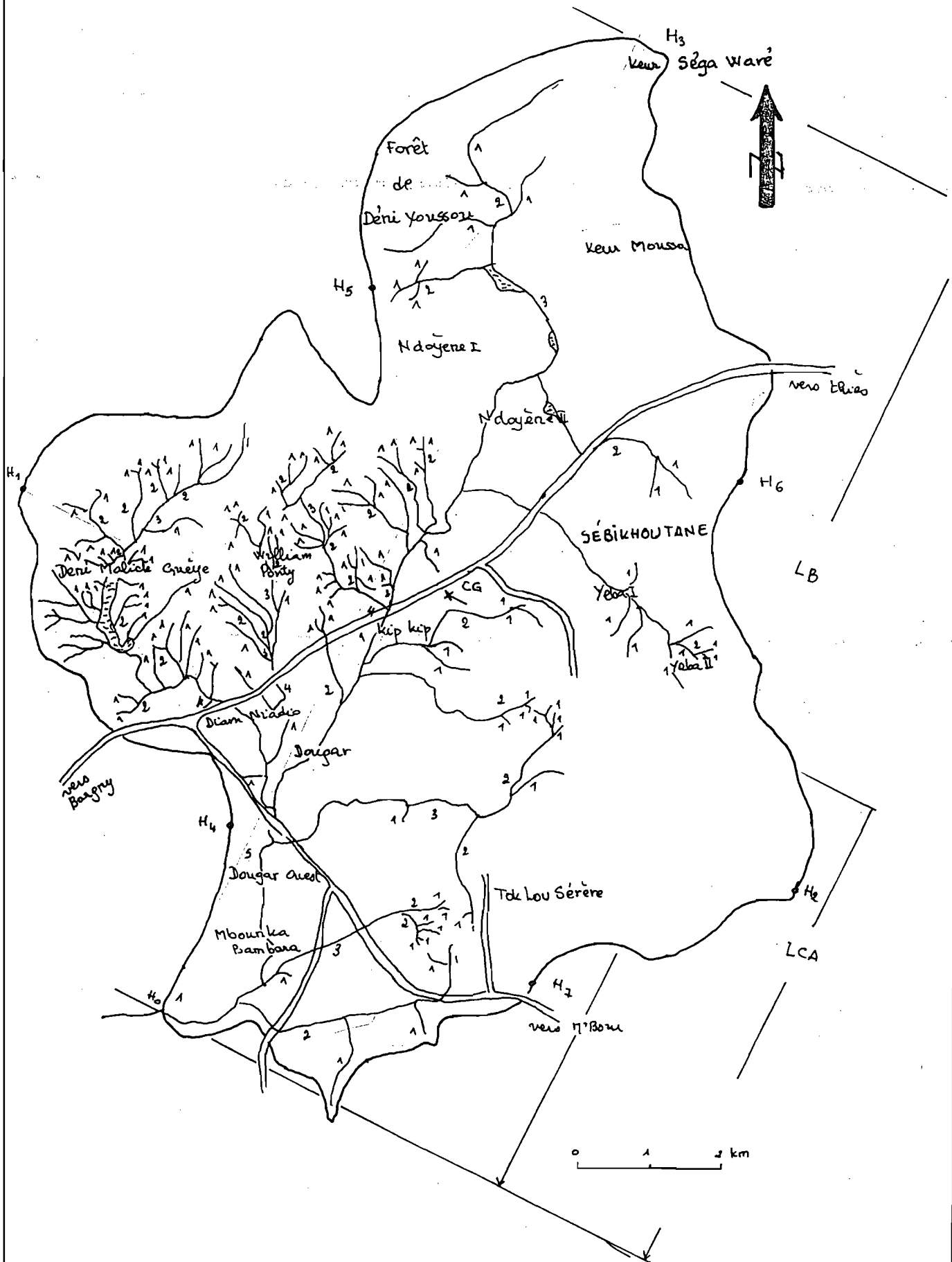
$$L_B \text{ réelle} = 30,8 \cdot 10^{-2} \cdot 50\,000 = 15\,400 \text{ m}$$

$$RR = \frac{RB}{L_B} = \frac{44,71}{15\,400} = 0,0029$$

# BASSIN DE PANÉTIOR

Gr. 34

## DÉTERMINATION DE L'ORDRE DES COURS D'EAU





$f_i$ (m)	$f_{i+1}$ (m)	$\frac{f_i + f_{i+1}}{2}$ (m)	V.V	$a_i \cdot \text{km}^2$	$f_i$ (m)
5	10	7,5	0,154	3,797	28,477
10	20	15	0,45	11,095	166,425
20	30	25	0,738	18,195	454,875
30	40	35	0,878	21,647	753,645
40	50	45	1,0415	25,678	1155,52
50	60	55	0,295	7,273	400,03
60	70	65	0,175	4,315	280,45
70	80	75	0,1405	3,464	259,802
80	90	85	0,095	2,342	199,07
90	95	92,5	0,0705	0,998	92,364

g-  $\bar{A}$  est la moyenne du bassin versant,  $H_{moy}$  (m)

elle est calculée à partir de la formule suivante

$$H_{moy} = \frac{\sum a_i \cdot \frac{f_i + f_{i+1}}{2}}{A_{BV}}$$

$a_i$  : Fläche entre deux courbes de niveau situées aux altitudes "  $f_i$  " et "  $f_{i+1}$  " .

$a_i = 24,655 \cdot V.V$

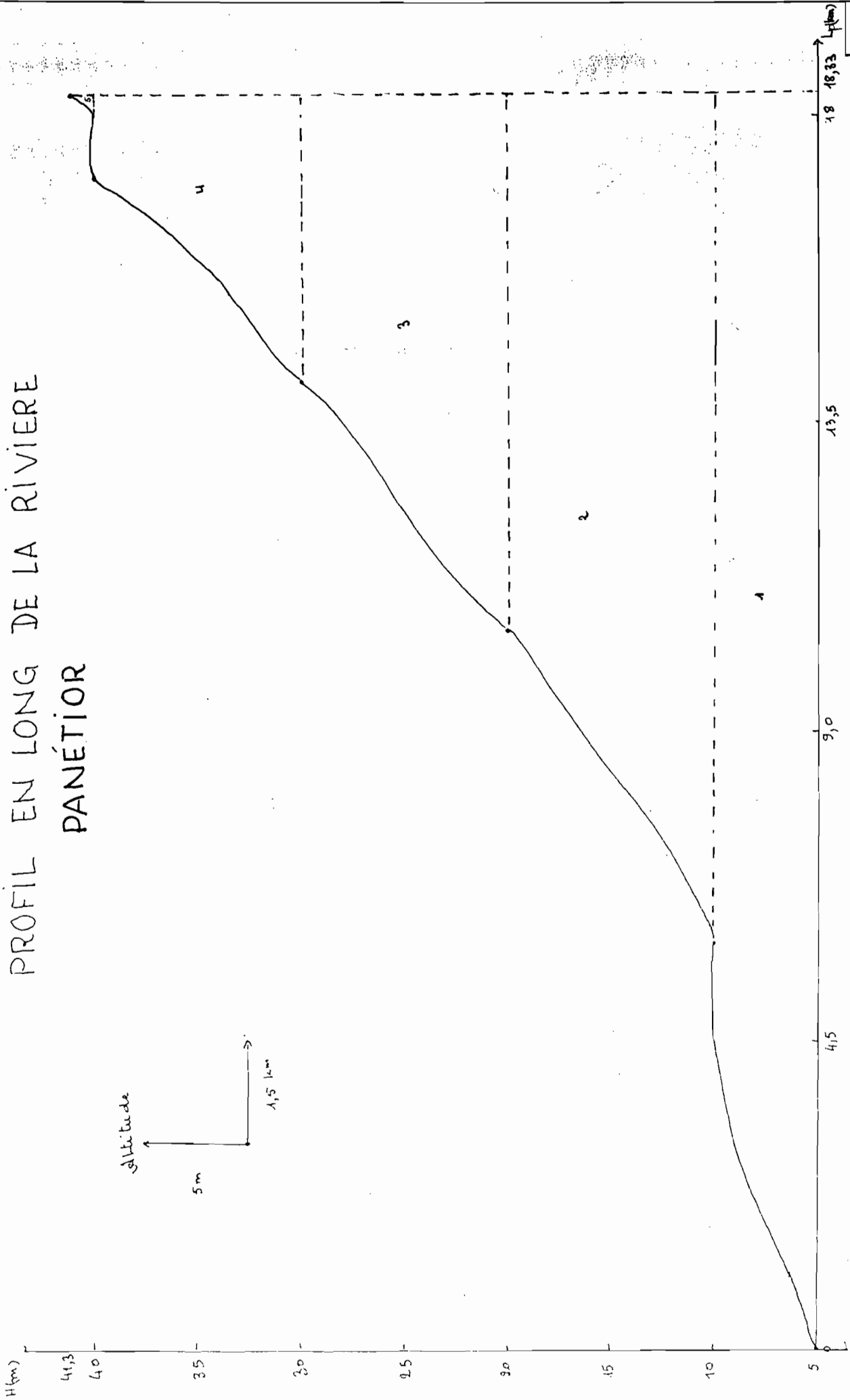
$RR = 0,0029$

$$\sum_{i=1}^n a_i \cdot \left( \frac{f_i + f_{i+1}}{2} \right) = 3795 \text{ m km}^2$$

$$\sum_{i=1}^{10} a_i = 98,804 \text{ km}^2$$

$$H_{moy} = \frac{3795}{98,04} = 38,32 \text{ m}$$

# PROFIL EN LONG DE LA RIVIERE PANÉTIOR



Gr.35

## h. Pente moyenne du cours d'eau, PMC (km<sup>-1</sup>m)

la pente moyenne du cours d'eau est égale au quotient du double de la hauteur moyenne du profil par la longueur du cours d'eau principal

$$PMC = \frac{2H_{moyc}}{L_p}$$

Surface sous le profil (graphique n° 35)

$S_i$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$
S m km	73,325	201,75	60	27	0,1875

$$S_{totale} = \sum_{i=1}^5 S_i = 368,25 \text{ m km}$$

$$H_{moyc} = \frac{368,25}{18,33} = 20,09 \text{ m}$$

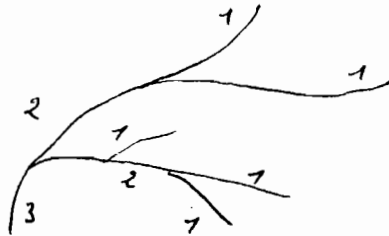
$$PMC = \frac{2 \times 20,09}{18,33} = 2,19 \text{ m/km} \quad \text{soit} \quad 2,2 \text{ ‰}$$

$PMC = 2,2 \text{ m/km}$

## i. Rapport de confluence

Strahler a développé une loi fondamentale permettant de caractériser numériquement le réseau hydrographique à l'aide d'un minimum de paramètres, à partir de la classification des cours d'eau. Cette classification reflète la ramification du cours d'eau. L'approche utilisée par Strahler dit que tous les tronçons de rivière formés par la réunion de deux cours d'eau d'ordre  $x$  sont d'ordre  $x+1$ . A l'amont tous les cours d'eau sont

affluent sont d'ordre 1, si les ordres des tronçons sont différents le cours d'eau résultant sera de l'ordre de celui le plus élevé.



La loi de Strahler mentionne que sur un bassin donné, la somme du nombre de cours d'eau de chaque ordre ( $NW_i$ ) forme une série géométrique inverse dont le premier terme est l'unité, et la raison le rapport de confluence  $RC$ .

Par des transformations mathématiques il trouve que

$$NW_i = RC^{w-w_i}$$

$w$  ordre du cours d'eau principal

$NW_i$  nombre de cours d'eau d'ordre  $w_i$

Cette relation peut se représenter par une droite ayant comme abscisse l'ordre des cours d'eau et comme ordonnée le logarithme décimal du nombre de cours d'eau. l'équation de cette droite s'écrit sous la forme

$$\log_{10} NW_i = a - b w_i$$

$a$  ordonnée à l'origine

$b$  pente de la droite

Pour le bassin de Zanétivce, nous trouvons (graphique n° 34)

$\log_{10} NW_i$

# DROITE DE REGRESSION PANÉTIOR

2,0

1,5

1,0

0,5

0,25

0,5

- points expérimentaux
- + points calculés avec l'équation

$$\log_{10} NW = 2,5618 - 0,5144 w_i$$

Ordre des  
cours d'eau  $w_i$

Gr. 36

A2.12

AT

$W_i$	1	2	3	4	5
$NW_i$	134	37	8	3	1
$\log_{10} NW_i$	2,13	1,57	0,9	0,477	0

A partir de ces valeurs nous traçons la droite de régression du nombre de cours d'eau (graphique n° 36). A l'aide d'une calculatrice programmable, la meilleure régression linéaire passant par le point (5,0) est donnée par l'équation

$$\log_{10} NW_i = 2,5618 - 0,5144 W_i$$

$$RC = \log_{10}^{-1}(0,5144) = 3,27$$

## 2 Estimation du débit de crue de Panétion

### 2.1 1<sup>ère</sup> méthode de Rodier et Auray

Le calcul de la crue décennale par cette méthode exige la connaissance de 7 données :

- l'averse ou pluie décennale ponctuelle de 24 heures  $P_{10}$
- le coefficient d'abattement  $A$
- le coefficient de ruissellement  $k_r$
- la classe du bassin versant selon sa perméabilité
- la classe du bassin versant selon sa pente
- le temps de base  $t_b$
- le coefficient de pointe  $k$
- l'averse ou pluie décennale ponctuelle de 24 h  $P_{10}$

Cette pluie est définie comme étant la hauteur de pluie

maximale enregistrée pendant une averse de 24 heures et ne se produisant qu'une seule fois pendant 10 ans. Cette averse doit être continue sur les 24 heures. Toute averse de durée inférieure à 24 heures devrait être ramené à une averse de 24 heures. La valeur de cette averse ( $P_{10}$ ) peut être obtenue soit à partir d'une courbe des précipitations décennales de 24 heures en fonction de la hauteur des précipitations moyennes annuelles, soit à partir de cartes établies par le C.I.E.H (Comité Inter-Africain d'Etude Hydrologique) pour une partie de l'Afrique Occidentale.

- Le coefficient d'abattement A

$P_{10}$  est une hauteur de pluie décennale maximale. Pour obtenir la précipitation moyenne de fréquence décennale sur le bassin, on multiplie la pluie décennale  $P_{10}$  par un coefficient réducteur appelé coefficient d'abattement A. Une étude expérimentale suivie d'une étude statistique effectuées par Rodier et Anvray donnent les valeurs suivantes pour A en fonction de la superficie du Bassin versant  $A_{BV}$

$0 < A_{BV} < 25 \text{ km}^2$	$A = 1$
$25 < A_{BV} < 50 \text{ km}^2$	$A = 0,95$
$50 < A_{BV} < 100 \text{ km}^2$	$A = 0,90$
$100 < A_{BV} < 150 \text{ km}^2$	$A = 0,85$

$$150 < A_{BV} < 200 \text{ km}^2$$

$$A = 0,8$$

### le coefficient de ruissellement $k_r$

Le coefficient de ruissellement est un coefficient qui permet de tenir compte uniquement de la partie des précipitations qui va ruisseler, donc de retrancher la partie perdue par infiltration et évaporation. Ce facteur varie avec la perméabilité, la pente, la couverture végétale et la nature du réseau hydrographique. Il est donné par les abaque établis par l'O.R.S.T.O.M.

(Gr. 43). Pour un régime donné, une perméabilité donnée on a des courbes qui donnent  $k_r$  en fonction de  $A_{BV}$ . Ces courbes sont présentées suivant des combinaisons de types de pente et de perméabilité que nous définirons dans les paragraphes suivants.

### la classe du bassin versant selon sa perméabilité

Pour évaluer le coefficient de ruissellement Rodier et Auray ont classifié les bassins versants en cinq catégories allant de  $P_1$  à  $P_5$  suivant la nature du sol :

$P_1$  Bassins rigoureusement imperméables, bassins entièrement rocheux ou argileux.

$P_2$  Bassins imperméables avec quelques zones perméables.

$P_3$  Bassins assez imperméables avec des zones perméables d'étendue assez notable.

$P_4$  Bassins assez perméables tels qu'on en rencontre en



zone de décomposition granitique avec abondance d'aïènes.

P<sub>5</sub> Bassins perméables : sables ou calcaire latéritique très fissuré.

La classe du bassin versant selon sa pente.

Pour les mêmes raisons, les bassins versants ont été aussi classés en 6 catégories caractérisées par un indice R (R<sub>1</sub> à R<sub>6</sub>) suivant les valeurs de leur pentes transversales et longitudinales.

R<sub>1</sub> correspond à des pentes longitudinales et transversales très faibles, inférieures à 0,1 et 0,2%.

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

R<sub>3</sub> correspond à des pentes modérées comprises entre 0,5 et 1% : ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulations de terrain.

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

R<sub>5</sub> correspond à des pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2% et 5% , pentes transversales entre 8 et 20% . Régions de collines .

R<sub>6</sub> correspond à des pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5% , pentes transversales supérieures à 20% . Régions

de montagnes.

Pour évaluer la pente longitudinale, on considère le profil en long du cours d'eau principal de l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux. Sur ce profil en long on élimine 20% de la longueur en partant de l'extrémité amont et 20% de l'extrémité aval. On calcule la pente de la partie centrale restante soit 60% du profil en long. Pour la pente transversale on opère de la même manière sur le demi profil transversal partant du lit du cours d'eau jusqu'à la limite du bassin versant. Si un bassin versant présente une pente longitudinale faible et une pente transversale <sup>très</sup> forte, c'est cette dernière qui doit être prise en considération pour classer le bassin.

- le temps de base  $t_b$

Le temps de base ou de ruissellement est le temps pendant lequel tout l'écoulement provient d'un ruissellement superficiel. Au delà de ce temps tout l'écoulement proviendrait d'un rejaillissement des eaux souterraines. Pour un régime pluvial donné, pour les classes de bassin allant de  $R_2$  à  $R_5$  les abaques de l'OR ST. Q. M. donnent  $t_b$  en fonction de la superficie du bassin  $A_{bv}$ .

- le coefficient de pointe  $k = \frac{Q_{maxr}}{M}$

Ce coefficient qui est fonction des facteurs géomorphologiques et de la couverture végétale est défini comme étant le rapport entre le débit maximal de ruissellement  $Q_{maxr}$  et le débit moyen de ruissellement  $M$  calculé pour un temps égal au temps de base. Ce coefficient permet de tenir compte de la forme de l'hydrogramme unitaire. Des études expérimentales effectuées par Rodier et Auray, donnent les valeurs suivantes pour certaines superficies de bassin en régime sahélien

$A_b$ (km <sup>2</sup> )	2	10	25	50	100
k	2,6	2,6	2,5	3,0	3,1

Ces paramètres étant déterminés le débit de crue décennale est donné par la relation suivante :

$$Q_{10} = Q_{maxr} + Q_{debase}$$

$$Q_{maxr} = \frac{A \cdot k \cdot k_r \cdot P_{10} \cdot A_{10}}{t_b}$$

mais puisque  $Q_{debase}$  (débit de base) représentant l'apport de la nappe souterraine ou volume d'eau stocké. Mais puis que la nappe souterraine n'est pas en continuité hydraulique avec le bassin de stockage,  $Q_{debase}$  est nul.

$$Q_{10} = Q_{maxr}$$

## 2.2 Méthode de Rodier et Auray modifiée

Cette méthode est la même que celle exposée précédemment

sauf que :

ici le débit de crue  $Q_{10}$  est calculé avec la formule suivante :

$$Q_{10} = Q_{10}^* \times \frac{P_{10} \text{ (mm)}}{100}$$

où  $P_{10}$  est la pluie décennale de 24 h et  $Q_{10}^*$  le débit lié sur l'une des 3 abaques (graphique 45) donnant le débit de crue pour les classes de bassin  $R_2, R_3, R_4$ , en fonction de l'aire du bassin  $A_{bv}$ , de sa perméabilité et du régime climatique

le coefficient d'abattement utilisé dans le calcul de  $Q_{10}^*$  est obtenu à l'aide d'une formule très récente qui tient compte du temps de récurrence ( $r$ ), de la pluviométrie moyenne annuelle  $P_{an}$  (mm) et de la surface du bassin  $S$

$$A = 1 - 0,001 \left[ 9 \log_{10}(r) - 0,042 P_{an} + 152 \right] \log_{10} S$$

#### la crue du projet

Pour être sécuritaire et permettre à l'ouvrage de résister aux crues d'une durée de retour supérieure à 10 ans, on convient généralement de majorer la crue décennale à l'aide d'un certain coefficient. Actuellement les ingénieurs suivent les recommandations de L'A.E.E.R (Association Européenne d'Etudes et d'Equipements Ruraux) qui, en 1963 préconisait de multiplier par

à la crue décennale pour obtenir une crue exceptionnelle dite crue de projet.

### Remarque

Les deux méthodes évoquées ci-dessus posent un problème majeur lors de la détermination des catégories  $P_i$  de perméabilité du bassin versant. En effet, il est difficile de classer qualitativement des sols d'un bassin versant sur une échelle peut-être trop étalée. La différence entre les classes  $P_3$  et  $P_4$  est souvent difficile à percevoir. L'expérience a montré qu'une erreur dans la détermination de la catégorie  $P_i$  peut entraîner une erreur relative souvent trop grande sur le débit. Il importe donc dans la mesure du possible pour tout utilisateur de tenir compte de ces incertitudes dans l'estimation des classes de perméabilité sur les résultats du débit de projet.

### 2.3 Méthode du C.I.E.H

Le calcul du débit de crue décennal par la méthode du C.I.E.H passe par la détermination des paramètres de base suivants :

- Surface du bassin versant en  $\text{km}^2$ ,  $A_{bv} = S$
- Pluie annuelle moyenne en millimètre,  $(P_{an})$
- Indice global de pente,  $I_g$
- Coefficient de ruissellement décennal,  $K_{r10}$

Pour estimer ce débit de crue, il sera intéressant de

déterminer la zone pluviométrique dans laquelle on se trouve à l'aide d'une carte élaborée par le C.I.E.H. La méthodologie et les abaques ne seront en effet pas les mêmes dans chaque cas :

- Pour les zones à pluviométrie  $\leq 800$  mm, on peut utiliser directement les graphiques 47 ou 48 au choix selon que  $P_{an}$  est connue ou non, les paramètres  $A_{BV}$  et  $I_g$  étant obligatoires.

- Pour les zones intermédiaires de pluie de 800 à 1200 mm plusieurs estimations contradictoires sont suggérées :

. estimation directe par les graphiques 47 ou 48 au choix selon que  $P_{an}$  est connue ou non.

. estimation préalable de  $K_{r10}$ , puis utilisation de deux autres abaques au choix selon que  $I_g$  est connue ou non,  $A_{BV}$  et  $K_{r10}$  étant les paramètres obligatoires.

- Pour les zones humides  $P_{an} > 1200$  mm, obligation de passer par l'estimation préalable de  $K_{r10}$  puis utilisation des abaques C ou D au choix selon que  $I_g$  est connue ou non.

### 23.1 Détermination des paramètres de base

#### a Pluie annuelle $P_{an}$

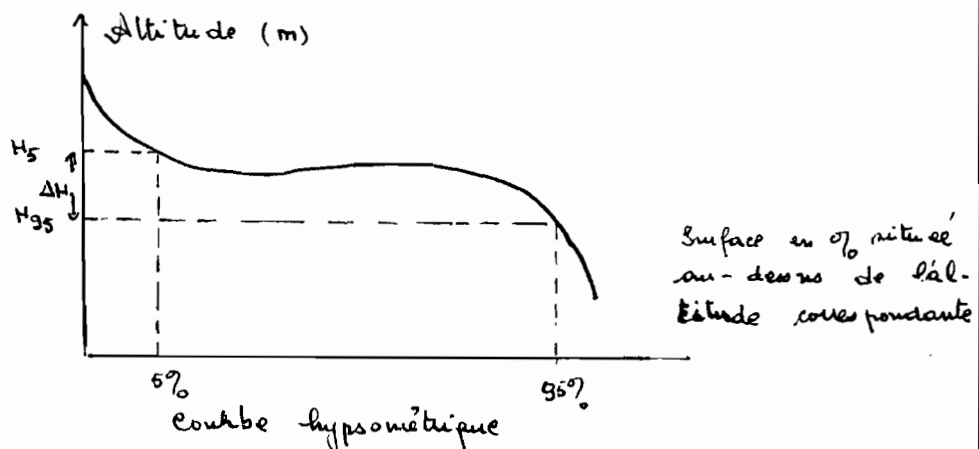
Elle est connue grâce à une carte du C.I.E.H qui donne les isohyètes à partir des relevés pluviométriques connus sur le bassin versant.

#### - Indice global de pente $I_g$

Il est défini par le rapport suivant

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

où  $\Delta H$  est la dénivellée entre les altitudes  $H_5$  et  $H_{95}$ , ordonnées correspondant respectivement aux points d'abscisse 5% et 95% de la courbe hypsométrique



et  $L$  la longueur du rectangle équivalent du bassin versant donnée par la formule suivante

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

$S = A_{sv}$  superficie du bassin versant

$P =$  Périmètre du bassin versant

- Coefficient de ruissellement déconnal  $K_{r10}$

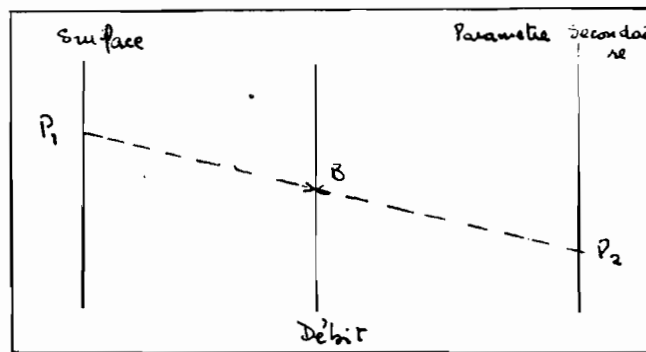
La détermination n'est nécessaire que dans les zones à forte pluviométrie ( $P_{an} > 1200 \text{ mm}$ ) et dans les zones intermédiaires ( $800 \leq P_{an} \leq 1200 \text{ mm}$ ). Puis que nous avons  $P_{an} < 800 \text{ mm}$ , nous ne nous apesantirons pas sur la détermination de ce paramètre

### 2.3.2 Utilisation des abaques

Différentes zones ont été définies lors de l'élaboration des formules qui ont donné naissance aux abaques (graphique n° Gr 46b).  
Connaissant les paramètres de base et un symbole correspondant au bassin versant étudié, on se rapporte aux abaques pour l'estimation du débit de crue. Selon l'importance des paramètres, on utilise les abaques à 2 ou 3 paramètres.

#### - Abaque à 2 paramètres

- Choisir la ligne de lecture du débit correspondant au  $\gamma$  symbole retenu.
- Joindre par une droite les points représentatifs des valeurs de base ( $P_1 - P_2$ ). L'intersection avec la verticale correspondant au symbole choisi donne le point solution (B).



#### - Abaque à 3 paramètres

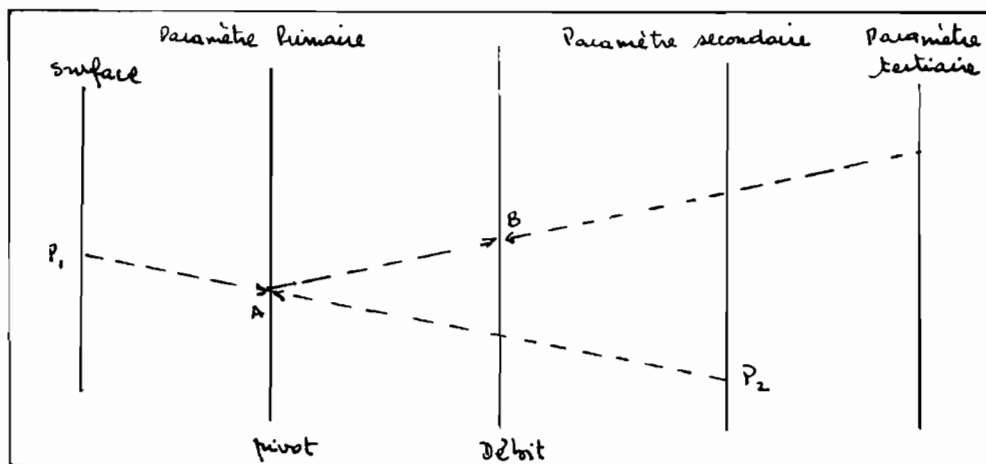
- le symbole choisi détermine d'une part une ligne pivot, d'autre part une ligne de lecture  $Q_{10}$  (Gr 48).
- Joindre par une droite le point représentatif du para-



mètre primaire  $P_1$  (axe "Surface") à celui du paramètre  $P_2$ .  
L'intersection avec la ligne pivot donne un point (noté A sur le schéma ci-dessous).

- Joindre ce point (A) au point représentatif du paramètre tertiaire  $P_3$ . L'intersection avec la ligne pivot choisie de lecture de débit nous donne le point solution (noté B). Il suffit alors de noter le débit.

On appelle axe du paramètre primaire 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 deux.



#### 2.4 Application de la 1<sup>ère</sup> méthode de Podier et Auvaay

Le débit maximum de ruissellement est donné par la formule suivante

$$Q_{maxr} = \frac{A \times k \times P_{10} \times k_r \times \Delta g_v}{t_b}$$

Si on néglige le débit de base,  $Q_{maxr} = Q_{10}$

La station de Lebikotane (soeur) donne les précipitations annuelles de 1963 à 1980. Les 10 années consécutives où il a le plus plu partent de 1964 à 1973. La moyenne des précipitations sur cette période est de 560 mm (voir données sur le tableau Gr. 36 b donnant la pluviométrie).

Pour  $A_{gV} = 99 \text{ km}^2$  nous avons

- un coefficient de pointe  $K = 3,1$
- un coefficient d'abattement  $A = 0,9$  car  $50 \leq 99 \leq 100 \text{ km}^2$

L'abaque GR 42 donne pour une précipitation annuelle moyenne de 600 mm (nous avons arrondi la moyenne des précipitations qui était égale à 560 mm), une pluie décennale  $P_{10} = 100 \text{ mm}$ .

#### 2.4.1 Classification du bassin selon sa pente et sa perméabilité

##### 2.4.1.1 Pente longitudinale de classification, PLC

###### a- Répartition du profil

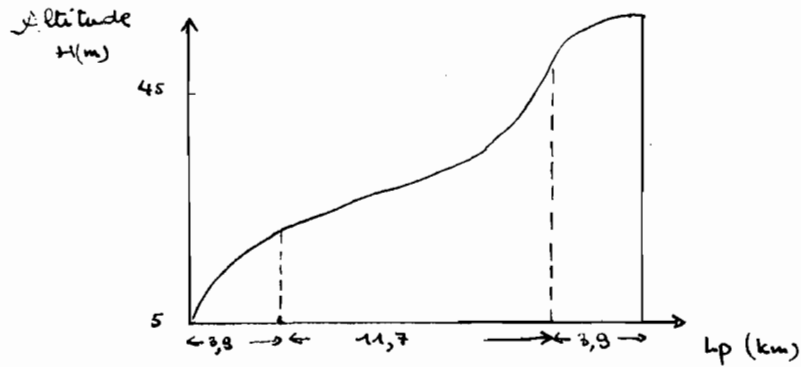
La longueur du profil en long entre l'exutoire et la ligne de partage des eaux mesurée sur le bassin est de 19,43 km. Sur le profil en long de la rivière, on enlève 20% de la longueur du cours d'eau soit 3,9 km ( $20\% \times 19,43$ ) à partir de l'exutoire vers l'amont et à partir de la ligne de partage des eaux vers l'aval. On calcule la pente sur la partie centrale correspondant à 60% du profil en long soit

1963	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	A n
Hauteur	X	X	X	X	X	X	X	2359	1812	978	.	.	X
Nbre de jours	X	X	X	X	X	X	X	15	12	7	.	.	X
1964													
Hauteur	13	.	.	.	06	49	2398	3531	1471	.	.	.	7468
Nbre de jours	1	.	.	.	1	2	10	15	13	.	.	.	42
1965													
Hauteur	.	.	.	.	.	68	557	3005	2839	174	.	.	6643
Nbre de jours	.	.	.	.	.	2	8	9	13	3	.	.	35
1966													
Hauteur	.	.	.	.	.	74	36	1622	2770	1017	.	.	5519
Nbre de jours	.	.	.	.	.	1	2	11	14	8	.	.	36
1967													
Hauteur	.	.	.	.	.	48	1081	3502	4840	1883	.	.	11354
Nbre de jours	.	.	.	.	.	1	9	13	16	8	.	.	47
1968													
Hauteur	.	68	.	.	.	.	776	237	1000	417	.	.	2498
Nbre de jours	.	1	.	.	.	.	8	4	14	3	.	.	30
1969													
Hauteur	.	.	.	.	.	.	2476	3577	2466	450	.	.	8969
Nbre de jours	.	.	.	.	.	.	13	20	10	3	.	.	46
1970													
Hauteur	.	.	.	.	.	.	457	1533	1713	50	.	.	3753
Nbre de jours	.	.	.	.	.	.	5	14	9	1	.	.	29
1971													
Hauteur	.	.	.	.	.	355	1008	2286	1192	123	.	.	4964
Nbre de jours	.	.	.	.	.	2	8	17	11	2	.	.	40
1972													
Hauteur	20	.	.	.	.	96	23	726	448	231	.	.	1544
Nbre de jours	1	.	.	.	.	3	1	7	7	3	.	.	22
1973													
Hauteur	.	04	.	.	.	210	561	1439	1030	.	.	.	3244
Nbre de jours	.	1	.	.	.	1	6	15	6	.	.	.	29
Ouverture: Juillet	1963												

	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	A n
1974													
Hauteur	.	.	.	.	.	.	674	2052	974	304	.	.	4004
Nbre de jours	.	.	.	.	.	.	8	12	7	3	.	.	30
1975													
Hauteur	.	.	TR	.	.	.	2773	2568	1982	138	.	.	7461
Nbre de jours	.	.	.	.	.	.	13	14	8	1	.	.	36
1976													
Hauteur	.	TR	TR	06	TR	.	161	1975	1599	519	50	.	3710
Nbre de jours	.	.	.	1	.	.	3	9	12	4	1	.	29
1977													
Hauteur	.	.	TR	.	.	20	142	1362	853	.	.	95	2172
Nbre de jours	.	.	.	.	.	1	2	6	8	.	.	1	18
1978													
Hauteur	.	.	.	TR	.	TR	972	2318	1222	670	250	76	5508
Nbre de jours	.	.	.	.	.	.	9	14	9	4	3	1	40
1979													
Hauteur	245	.	.	.	TR	1622	397	1835	560	262	.	TR	6921
Nbre de jours	4	.	.	.	.	7	7	9	5	5	.	.	33
1980													
Hauteur	.	1.6	.	.	.	TR	12.6	171.1	225.2	20.2	.	.	430.7
Nbre de jours	.	1	.	.	.	.	4	7	6	1	.	.	1926
1981													
Hauteur													
Nbre de jours													

(60% × 19,43 km) .

schéma explicatif



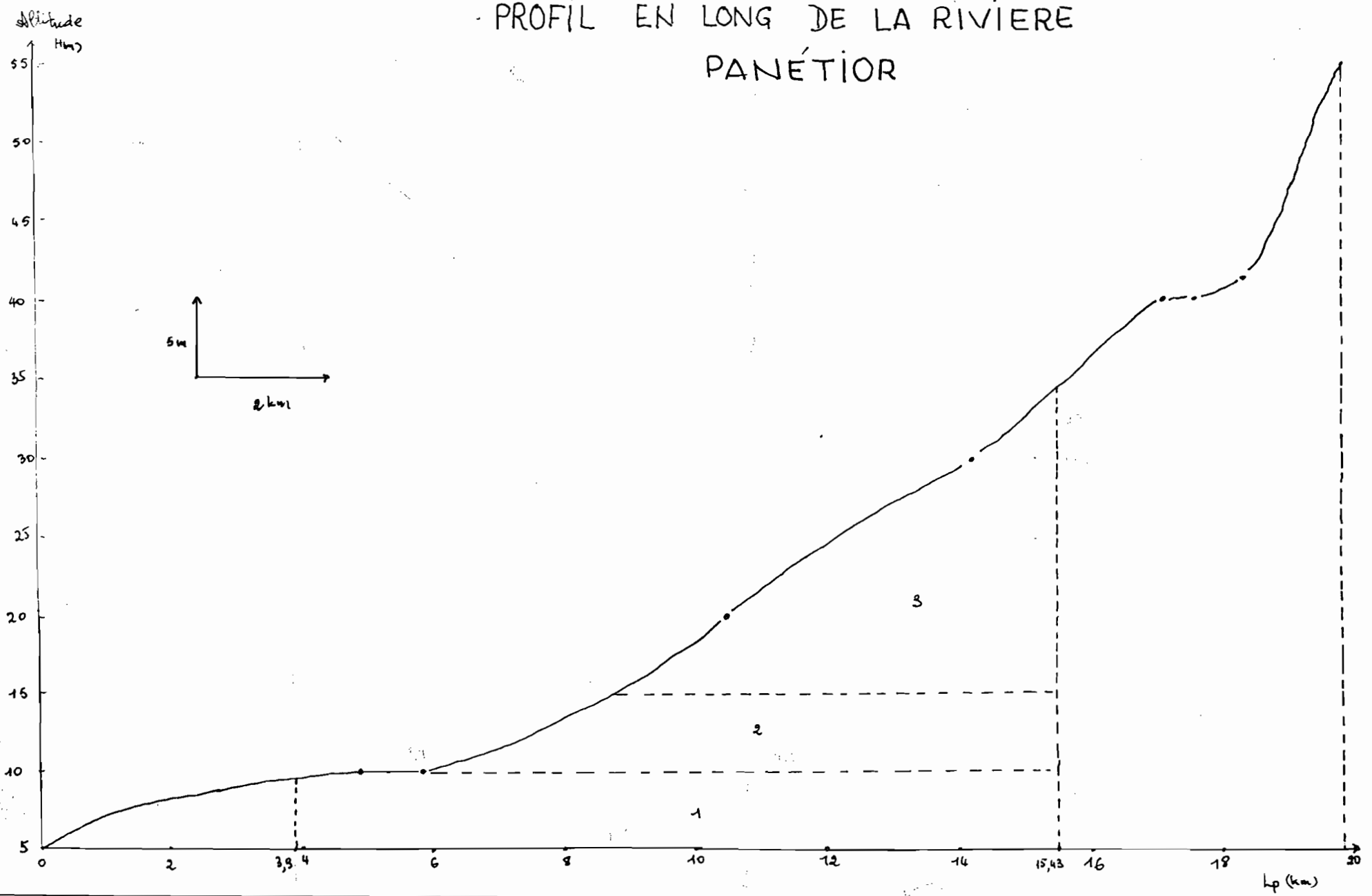
Répartition du profil

Distance de l'origine à la courbe d'altitude $H_i$ (km)	Altitude $H_i$ m
0	5
4,9	10
5,9	10
10,5	20
14,2	30
17,1	40
18,0	40
18,33	41,3
19,43	55

b. Surface sous le profil

Nous avons divisé l'aire sous le profil en 3 parties . Nous ne considérons que l'aire correspondant à 60% de la

# PROFIL EN LONG DE LA RIVIERE PANÉTIOR



A2.29

Gr 37

longueur du sous-d'eau principal (graphique n° 37)

n°	1	2	3	$\sum_{i=1}^3 S_i$
$S_i$ (m/km)	57,5	40,2	63,7	161,4

c. Pente longitudinale de classification, PLC (%)

$$PLC = \frac{2 \sum S_i}{(0,6 L_p)^2} \quad \sum S_i = 161,4 \text{ m/km} \quad L_p = 13,43 \text{ km}$$

$$PLC = \frac{2 \times 161,4}{(0,6 \times 13,43)} = 2,4 \text{ m/km} \quad \text{soit } 0,24\%$$

$PLC = 0,24\%$
----------------

24.12 Calcul des pentes transversales de classification, PTC

Sur le graphique n° 38 l'emplacement des 3 profils est indiqué. On procédera de la même manière que pour le profil en long. La pente la plus forte sera retenue pour le dimensionnement.

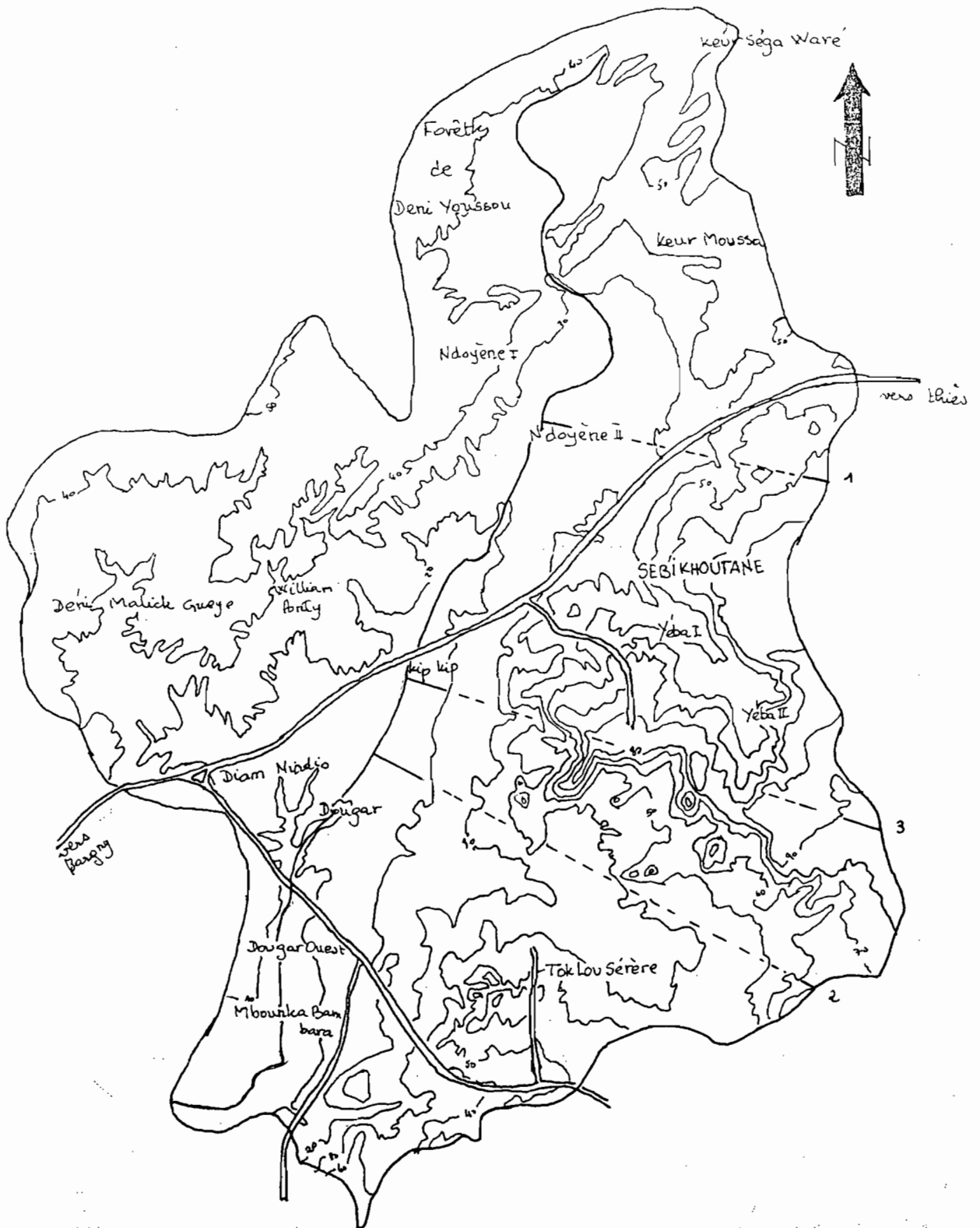
a. Pente transversale n° 1

Répartition du 1/2 profil

Distance de l'emprise à la courbe d'altitude $H_i$ (m)	0	1,7	1,9	2,1	2,2
Altitude de $H_i$ (m)	25	30	40	50	50

Distance ... d'altitude $H_i$ (km)	2,3	2,9	3,1	3,6
Altitude $H_i$ (m)	50	50	60	65

CARTE TOPOGRAPHIQUE : LOCALISATION  
DES PROFILS EN TRAVERS



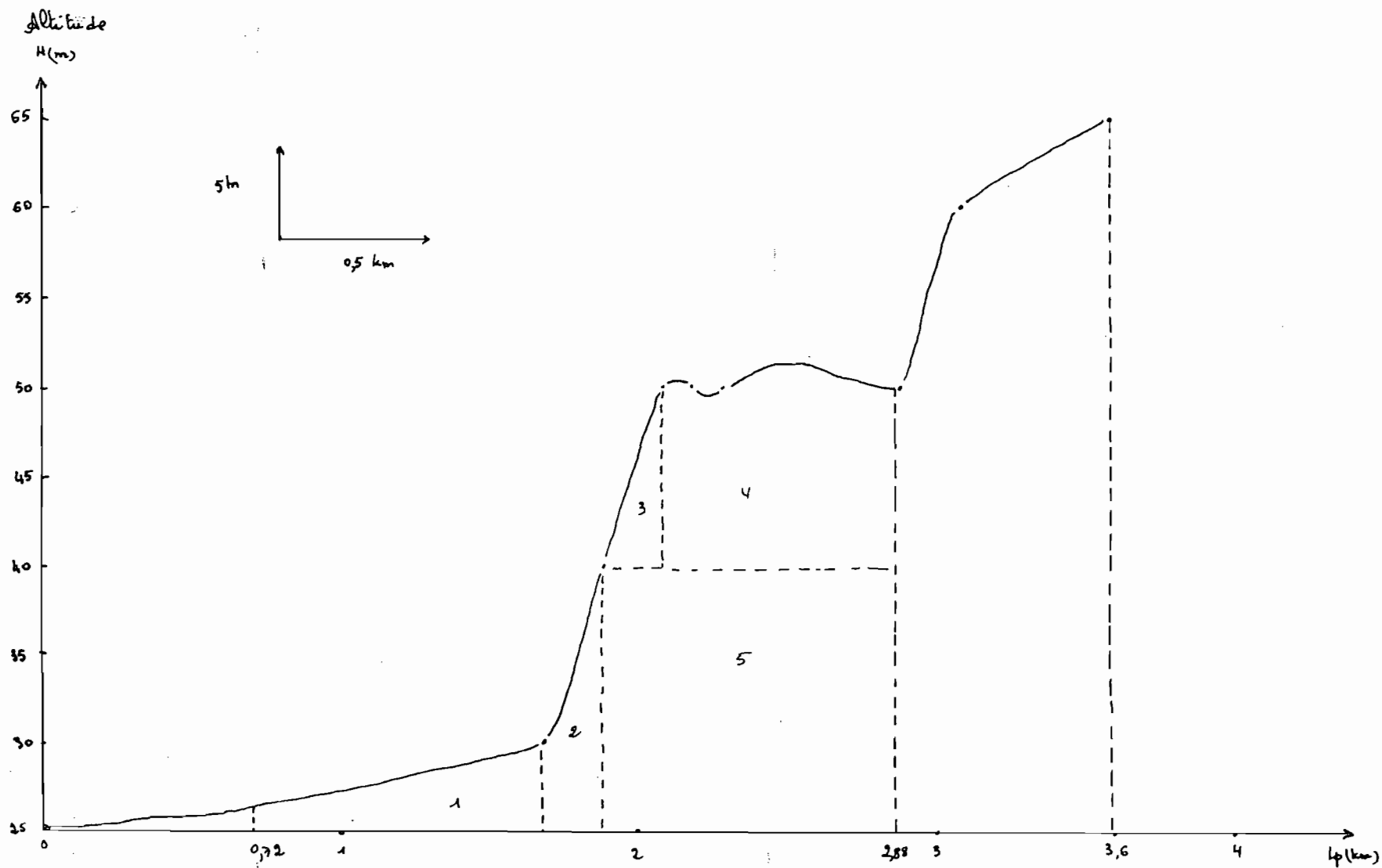
----- profils en travers

0 1 2 km



# PROFIL TRANSVERSAL N°1 TOPOGRAPHIQUE

(1/2 PROFIL) PANÉTIOR



A2.32

Gr. 39

b) Surface sous le profil

L'aire sous le profil a été divisée en 5 parties (graphique n° 39)

n°	1	2	3	4	5	$\sum S_i$
$S_i$ (m.km)	3,0	2	1	8,3	15	29,3

c) Pente transversale n°1 de classification, PTC 1

$$\sum S_i = 29,3 \text{ m.km} \quad L_p = 3,6 \text{ km}$$

$$PTC 1 = \frac{2 \times 29,3}{(0,6 \times 3,6)^2} = 12,6 \text{ m/km} \quad \text{soit } 1,3\%$$

PTC 1 = 1,3%
--------------

d) Pente transversale n°2

Répartition du profil

Distance de l'axe à la courbe d'altitude de $H_i$ (km)	0	0,8	1,5	3,8	3,9
Altitude $H_i$ (m)	15	20	30	40	40

Distance --- $H_i$ (km)	5,5	6,1	6,3
Altitude $H_i$ (m)	50	60	65

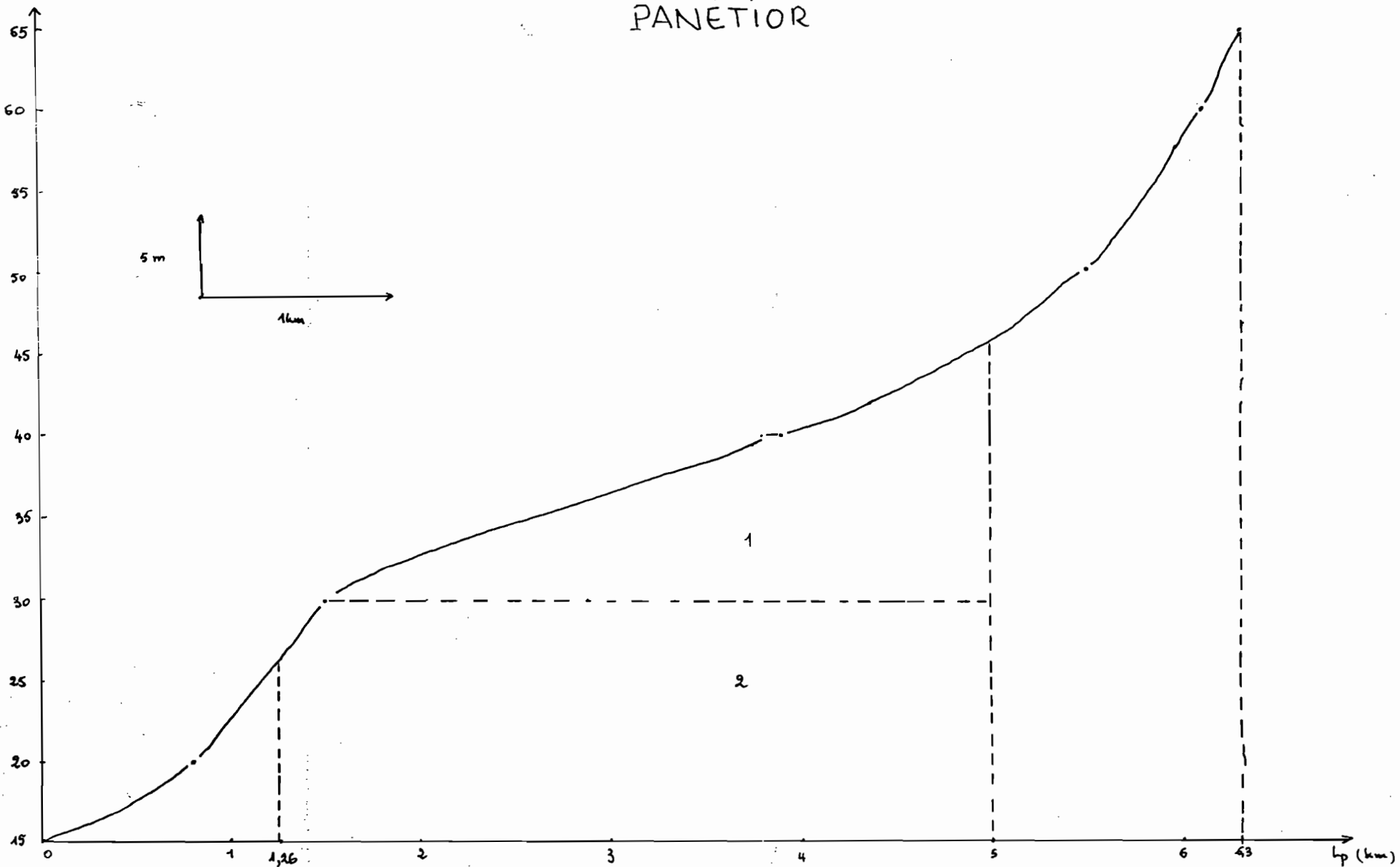
e) Surface sous le profil

L'aire sous le profil a été divisée en 2 parties (graphique n° 40)

n°	1	2	$\sum_{i=1}^2 S_i$
$S_i$ (m.km)	56,1	28	84,1

PROFIL TRANSVERSAL N°2 TOPOGRAPHIQUE  
PANÉTIOR

Altitude  
 $H(m)$



A2.34

Gr 405

f) Pente transversale n°2 de classification, PTC 2

$$\sum Si = 84,1 \text{ m/km} \quad L_p = 6,3 \text{ km}$$

$$PTC = \frac{2 \times 84,1}{(0,6 \times 6,3)^2} = 11,8 \text{ m/km} \quad \text{soit } 1,2\%$$

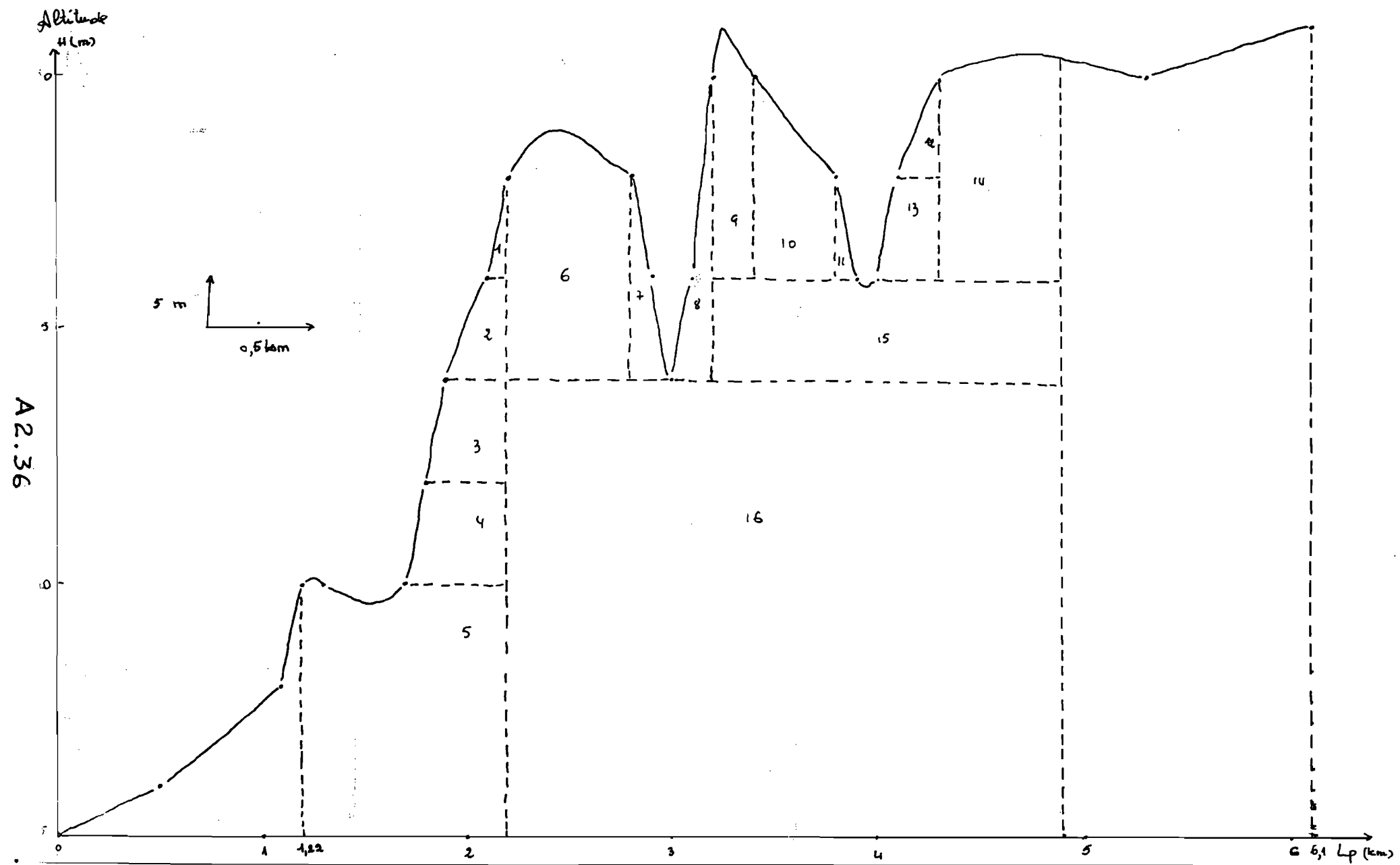
PTC = 1,2%
------------

g) Pente transversale n°3

Répartition du profil

Distance de l'axe et la courbe d'altitude $H_i$ (km)	Altitude $H_i$ (m)
0	15
0,5	20
1,1	30
1,2	40
1,3	40
1,7	40
1,8	50
1,9	60
2,1	70
2,2	80
2,8	80
2,9	70
3,0	60
3,1	70

# PROFIL TRANSVERSAL N°3 TOPOGRAPHIQUE



A2.36

Gr 41

suite

3,2	80
3,4	80
3,8	80
3,9	70
4,0	70
4,1	80
4,3	90
5,3	90
6,1	95

b) Surface sous le profil

l'aire a été divisée en 16 parties (graphique n° 41)

n°	1	2	3	4	5	6	7	8
S <sub>i</sub> (mkm)	0,5	2	3,5	4,5	1,6	13,8	2	6

n°	9	10	11	12	13	14	15	16
S <sub>i</sub> (mkm)	4,6	6	1	1	2,5	12,9	17	121,5

$$\sum_{i=1}^{16} S_i = 200,4 \text{ mkm}$$

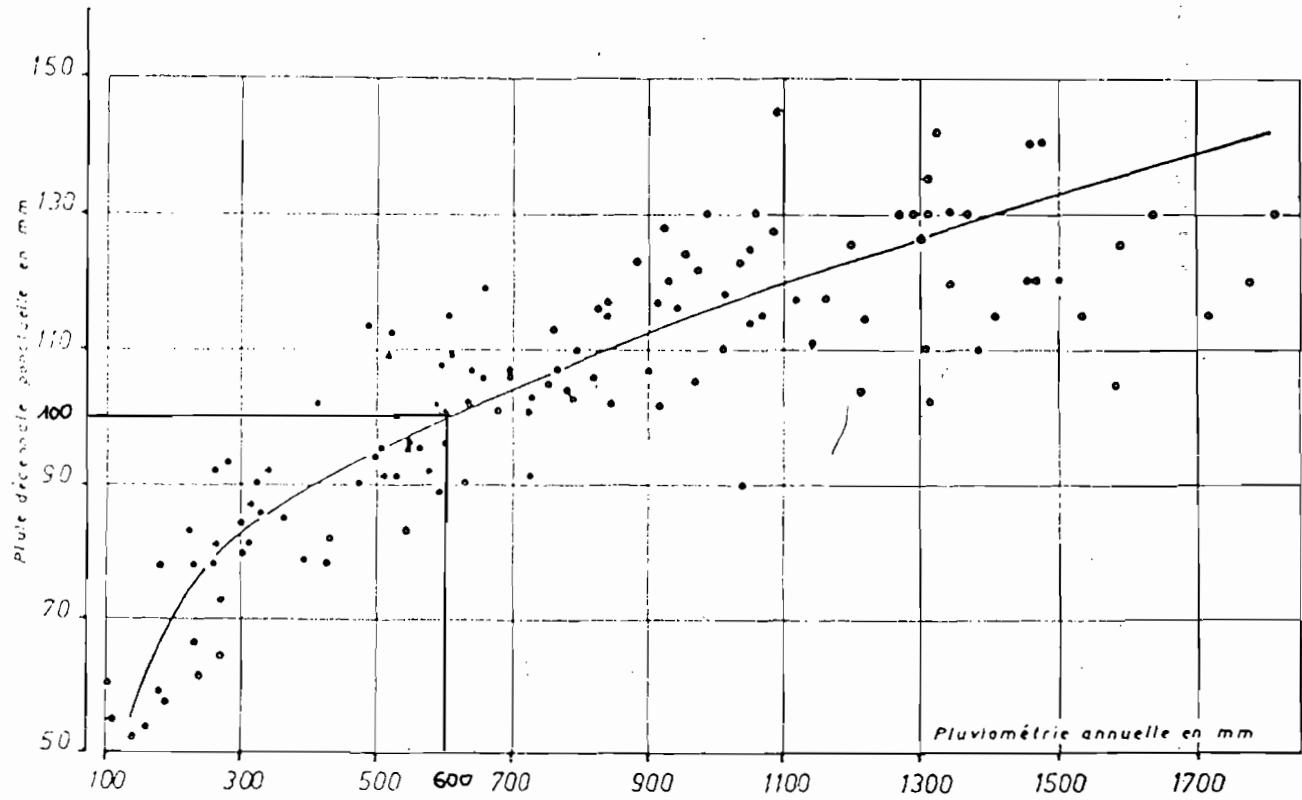
i) Pente transversale n° 2 de classification, PTC 3

$$\Sigma S_i = 200,4 \text{ mkm} \quad L_p = 6,1 \text{ km}$$

$$PTC 3 = \frac{2 \times 200,4}{(0,6 \times 6,1)^2} = 30 \text{ m/km} \quad \text{soit } 3\%$$

PTC 3 = 3%
------------

### Précipitations décennales de 24h en fonction de la hauteur des précipitations moyennes annuelles

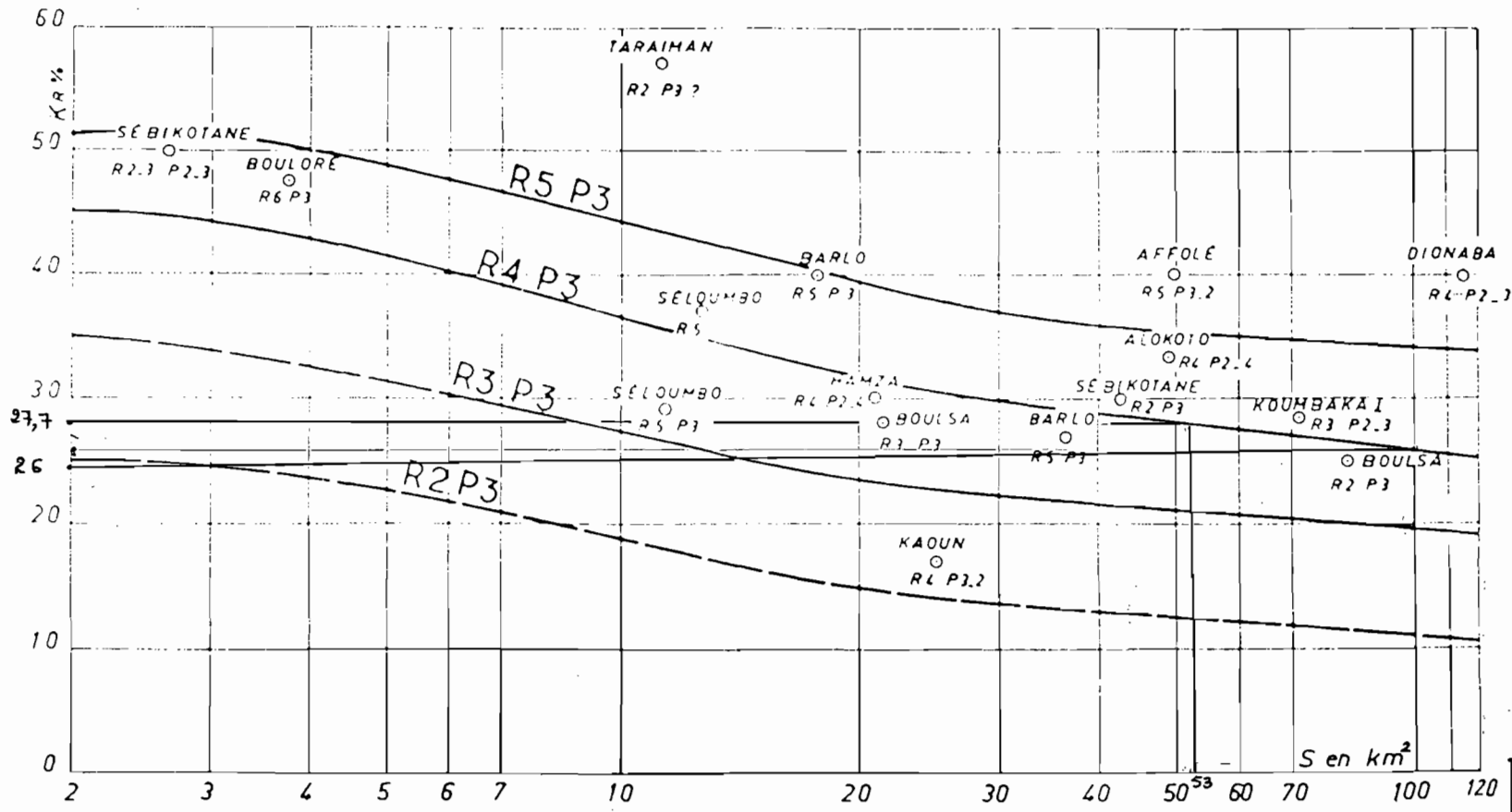


A2.38

Gn-49

# COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

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



A2.39

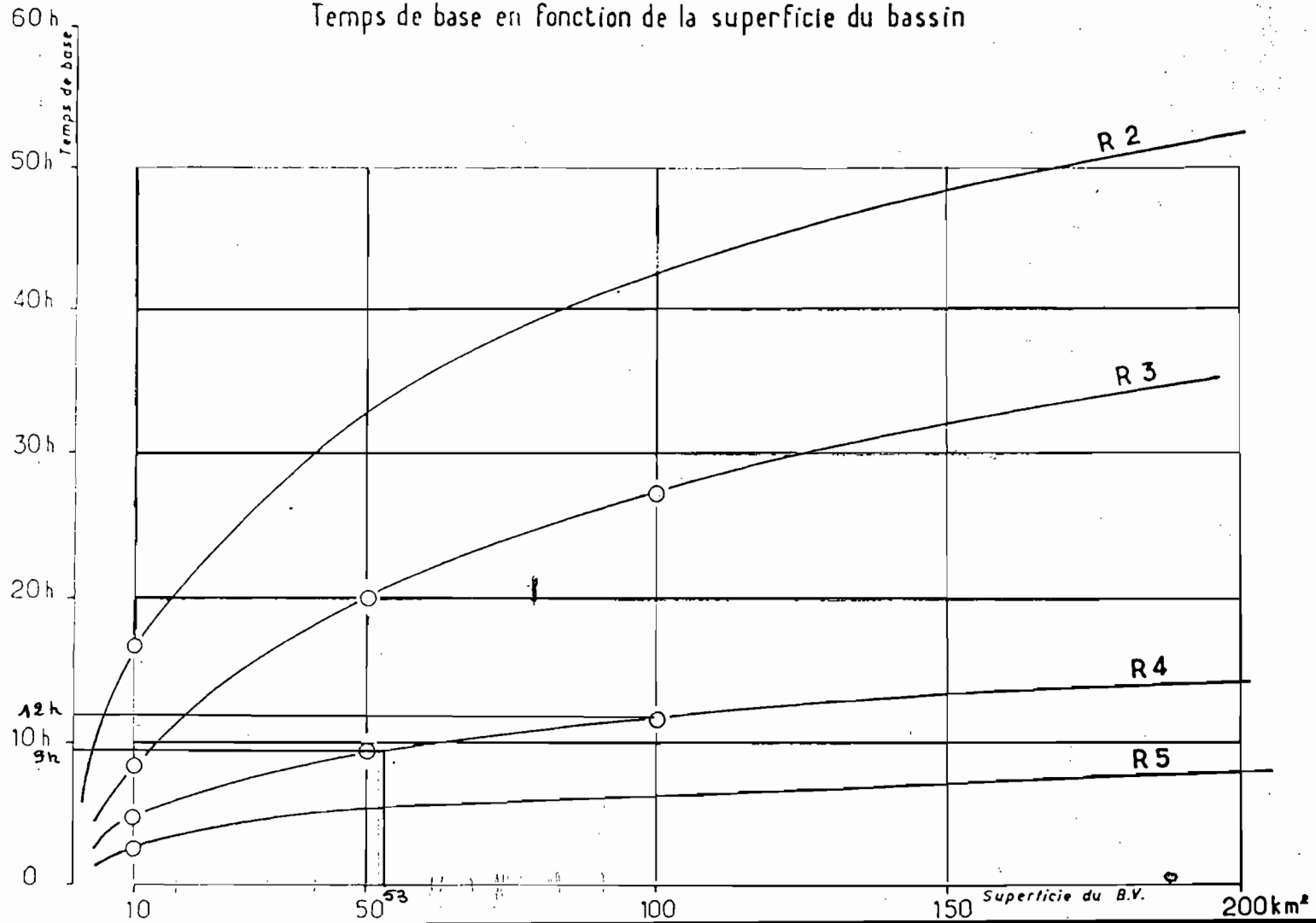
Gr. 43



DIV. 261.175

# Régimes subdésertiques et sahéliens

## Temps de base en fonction de la superficie du bassin

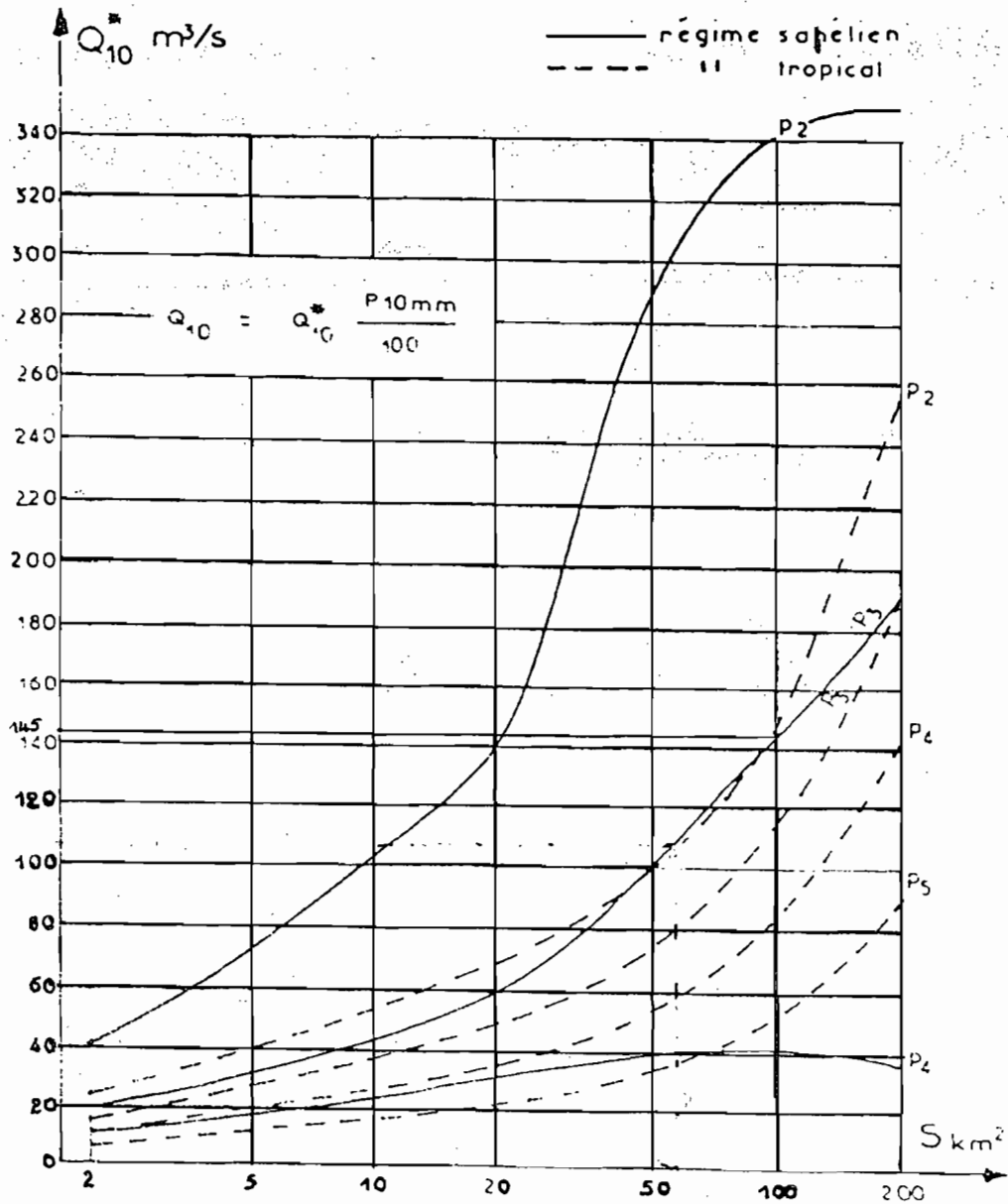


A2.40

Gr. 14

Pentes R4.

Gr. 45



- Débit décennal pour des pentes R4 et une pluie décennale de 100 mm.

### 24.13 Classification

Nous avons une pente longitudinale de classification,  $PTC = 0,24\%$  et une pente transversale de classification  $PTC = 3\%$  (la pente  $PTC 3$  est la plus forte).

On ne se situe pas exactement dans une classe de pente mais puisque l'on est en présence d'une pente longitudinale faible et d'une pente transversale forte, c'est la pente transversale qui doit être prise en considération pour classer le bassin dans une catégorie  $R$  donnée.

$PTC 3 = 3\% > 2\%$  nous sommes dans la classe  $R_4$ . Le bassin est assez imperméable avec des zones perméables d'étendue notable, nous sommes dans la classe de perméabilité  $P_3$ .

En conclusion, notre bassin est de classe  $P_3 - R_4$ .

### 24.14 Débit de crue

Sous un régime sahélien, une perméabilité  $P_3$  et une classe de pente  $R_4$ , l'abaque Gr 43 donne pour  $A_{Bv} = 99 \text{ km}^2$  un coefficient de ruissellement  $k_r = 26\%$ .

Sous ces mêmes conditions, le temps de base est donné par l'abaque Gr 44,  $t_b = 12$  heures.

Pour	$P_{10} = 100 \text{ mm}$	$k = 3,1$	$A = 0,9$
	$A_{Bv} = 99 \text{ km}^2$	$k_r = 0,26$	$t_b = 12 \text{ h}$

$$Q_{10} = \frac{0,9 \times 3,1 \times 100 \cdot 10^{-3} \times 99 \cdot 10^6 \times 0,26}{12 \times 3600} = 166 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2.5 Application de la 2<sup>ème</sup> méthode de Rodier et Auway

Le débit de crue est donné par la formule suivante

$$Q_{10} = Q_{10}^* \frac{P_{10} \text{ (mm)}}{100}$$

d'après de l'abaque Gr 5A pour une superficie de 99 km<sup>2</sup>  
en régime sahélien et une perméabilité P<sub>3</sub>, Q<sub>10</sub><sup>\*</sup> = 145 m<sup>3</sup>/s

$$P_{10} = 100 \text{ mm}$$

$$Q_{10} = 145 \frac{100}{100} = 145 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 145 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2.6 Application de la méthode du C.I.E.H

D'après la carte 1 des zones pluviométriques, le Sénégal se situe dans une zone sèche avec une pluie annuelle inférieure à 800 mm (600 mm en réalité). L'estimation du débit de crue se fait directement à l'aide des abaques

A ou B nous devons déterminer I<sub>g</sub> et L.

$I_g = \frac{\Delta H}{L}$  à partir de la courbe hypsométrique

nous trouvons  $\Delta H = 65,5 \text{ m}$

$$L = \frac{P}{4} + \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - S} \quad P = 50 \text{ km} \quad A_{Bv} = S = 99 \text{ km}^2$$

$$L = \frac{50}{4} + \sqrt{\left(\frac{50}{4}\right)^2 - 99} = 20,06 \text{ km}$$

$$I_g = \frac{65,5}{20,06} = 3,26 \text{ m/km}$$

le symbole utilisé pour le Sénégal est A01 (Tableau Gr 46b). Connaissant I<sub>g</sub> et la surface du bassin versant nous trouvons :

- à l'aide des graphiques 47,  $Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$
- De plus on a  $P_{an} = 600 \text{ mm}$ , par conséquent à partir des graphiques 48, nous trouvons  $Q_{10} = 87,5 \text{ m}^3/\text{s}$

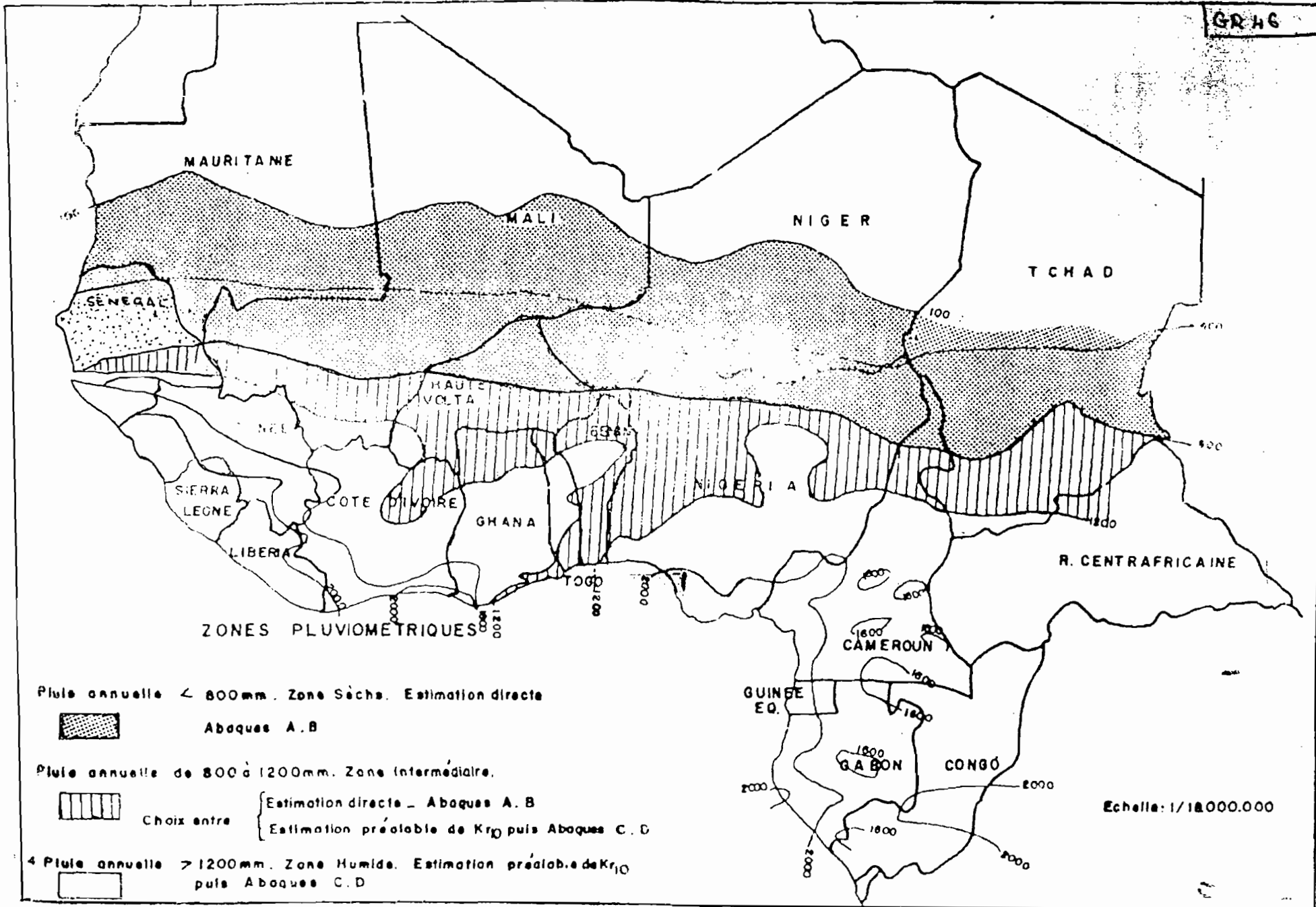
Graphique 47  
(Abaque A)

$$Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

Graphique 48  
(Abaque B)

$$Q_{10} = 87,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

A2.45



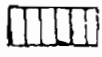
ZONES PLUVIOMETRIQUES

Pluie annuelle < 800mm. Zone Sèche. Estimation directe



Abaques A, B

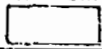
Pluie annuelle de 800 à 1200mm. Zone Intermédiaire.



Choix entre

{ Estimation directe - Abaques A, B  
Estimation préalable de  $Kr_{10}$  puis Abaques C, D

4 Pluie annuelle > 1200mm. Zone Humide. Estimation préalable de  $Kr_{10}$  puis Abaques C, D



Echelle: 1/18.000.000

### Utilisation des abaques

Différentes zones ont été définies lors de l'élaboration des formules qui ont donné naissance aux abaques présentés. Nous donnons leur symbole ci-après :

Symbole	Désignation
A0	Afrique de l'ouest
AO1	" $P_{an} \leq 1200$ mm
AO2	" $1200 \leq P_{an} \leq 1600$ mm
AO3	" $P_{an} > 1200$ mm
AO4	" $P_{an} > 1600$ mm
AC	Afrique Centrale
AC1	" $P_{an} \leq 1200$ mm
AC2	" $1200 \leq P_{an} \leq 1600$ mm
AC3	" $P_{an} > 1200$ mm
AC4	" $P_{an} > 1600$ mm
F1	Pluviométrie annuelle $\leq 400$ mm
F2	$400 \leq P_{an} \leq 800$ mm
F3	$800 \leq P_{an} \leq 1200$ mm
F4	$1200 \leq P_{an} \leq 1600$ mm
F5	$P_{an} > 1600$ mm
MV	Burkina
Ni	Niger
HV. Ni. Ma.	Burkina + Niger + Mali
Séné. G. Mau.	Sénégal + Mali + Mauritanie
To. Bé.	Togo + Bénin
RCI	Côte-d'Ivoire
CCCG	Congo, Sud-Cameroun*, Centrafrique, Gabon
Tch. C.	Tchad + Nord-Cameroun*

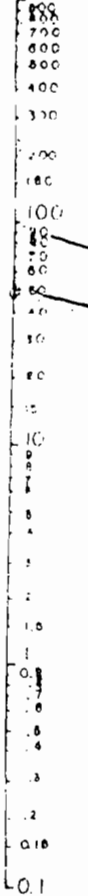
\* (La séparation entre Nord-Cameroun et Sud-Cameroun correspond à l'isohyète 1200 mm soit approximativement le parallèle 2° Nord).

GR 47

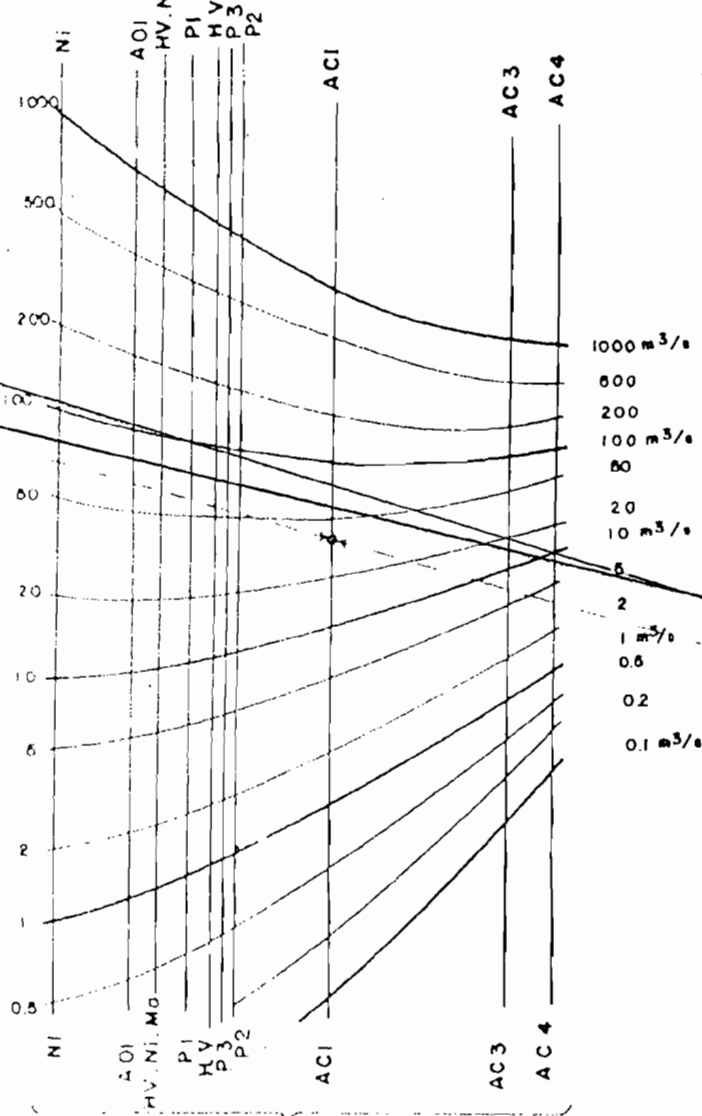
Surface

(km<sup>2</sup>)

1000

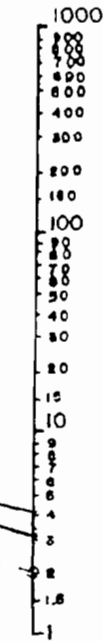


Surface



1000 m<sup>3</sup>/s  
600  
200  
100 m<sup>3</sup>/s  
60  
20  
10 m<sup>3</sup>/s  
5  
2  
1 m<sup>3</sup>/s  
0.6  
0.2  
0.1 m<sup>3</sup>/s

10



10

*Exemple*

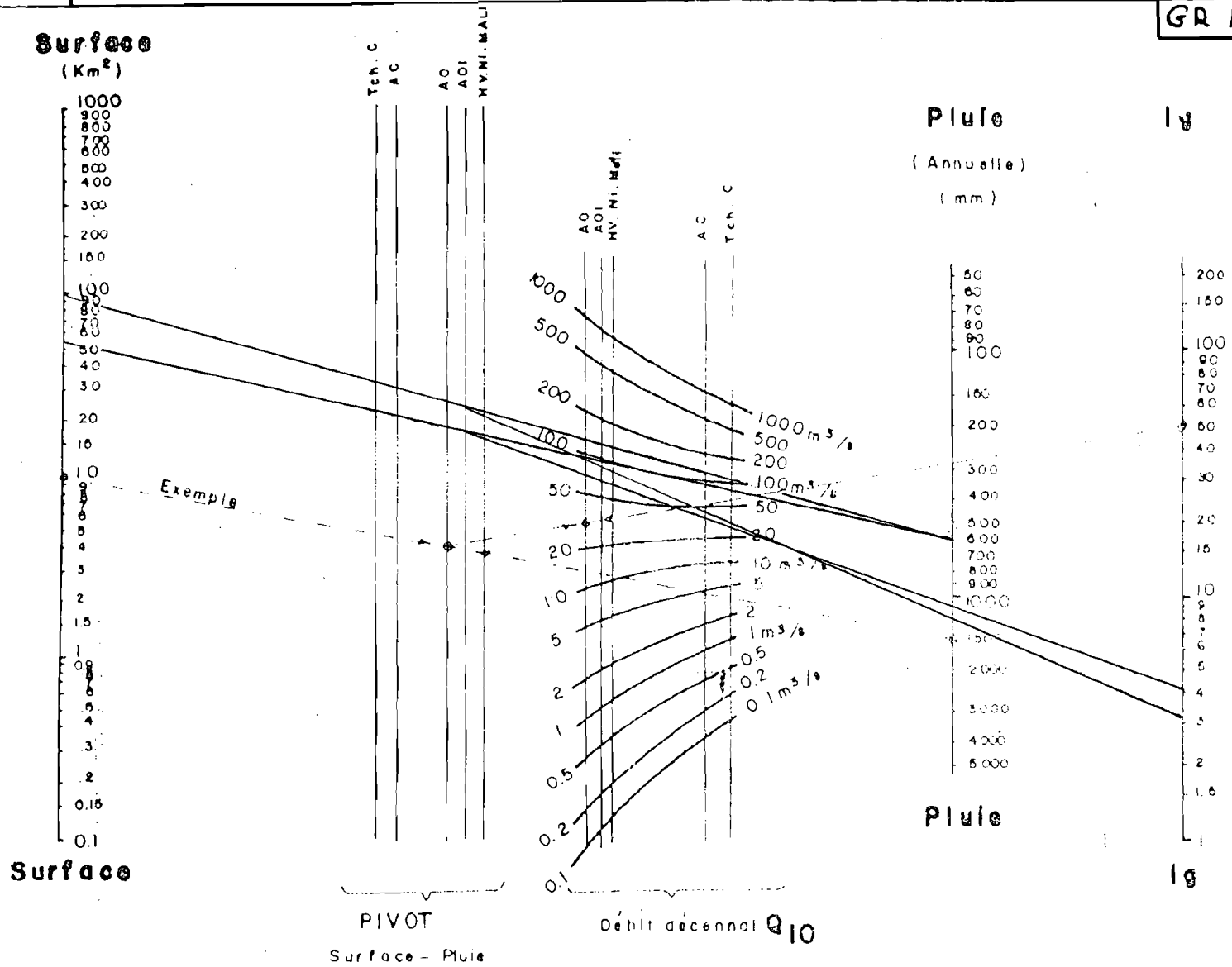
Débit décennal  $Q_{10}$

ABaque DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

A2.47



A2.48



ABAQUE DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

Tableau récapitulatifBassin de Panétiou

$A_{Bv}$	99 $\text{km}^2$
$P$	50 $\text{km}$
$L_p$	18,33 $\text{km}$
$L_c$	119,5 $\text{km}$
$L_{ca}$	8,2 $\text{km}$
$H_{max}$	96 $\text{m}$
$H_{min}$	5 $\text{m}$
$H_{moy}$	38,3 $\text{m}$
$DD$	1,21 $\text{km}/\text{km}^2$
$ICH$	0,295
$ICG$	1,41
$ICM$	0,5
$I_g$	65,5 $\text{m}/\text{km}$
$H_{moyc}$	20,1 $\text{m}$
$PMc$	2,19 $\text{m}/\text{km}$
$PMc$	2,19 $\text{m}/\text{km}$
$RB$	44,7 $\text{m}$
$LB$	15400 $\text{m}$
$RR$	0,0029
$RC$	3,27

### 3. Caractéristiques physiographiques du bassin versant de Dougar

#### a. Périmètre P (km)

Mesuré à l'aide du curvimètre G1M8 sur une carte à l'échelle 1/50 000<sup>e</sup>.

Essai	1	2	3	Moyenne
P (km)	37	36	37	36,7

$$P = 36,7 \text{ km}$$

#### b. Aire du bassin versant ABV (km<sup>2</sup>)

Planimètre utilisé n° 117 495 TM-34-7

Tableau des valeurs obtenues

Essai	1	2	3	4	5
V.U initial	1,253	3,39	4,395	6,54	1,314
V.U final	3,417	5,54	6,54	8,884	3,455
V.U définitif	2,164	2,15	2,145	2,144	2,141

$$V.U_{\text{moy}} = 2,1488$$

$$VV = 24,655 \text{ km}^2$$

$$ABV = 24,655 \times 2,1488 = 52,98 \text{ km}^2$$

$$ABV = 53 \text{ km}^2$$

#### c. Longueur du cours d'eau principal Lp (km)

Mesuré à l'aide du curvimètre G1 M8 sur une carte à l'échelle

de 1/50 000<sup>e</sup>.

Essai n°	1	2	3	Moyenne
$L_p$ (km)	12,8	12,9	12,5	12,73

$$L_p = 12,73 \text{ km}$$

d- Longueur de tous les cours d'eau,  $L_c$  (km)

mesurée à l'aide du curvimètre G1 M8 sur une carte à l'échelle 1/50000.

Essai n°	1	2	3	Moyenne
$L_c$ (km)	56	55,8	54	55,3

$$L_c = 55,3 \text{ km}$$

e- Longueur de l'exutoire jusqu'au pente de gravité du bassin versant, LCA (km)

Le pente de gravité a été déterminé en divisant le bassin versant en plusieurs figures géométriques simples dont les centres de gravité sont connus (graphique n° 49)

à partir de la carte à l'échelle 1/50000 et du curvimètre G1 M8 nous trouvons les valeurs suivantes.

Essai n°	1	2	3	Moyenne
LCA (km)	5,8	5,7	5,8	5,77

$$LCA = 5,8 \text{ km}$$

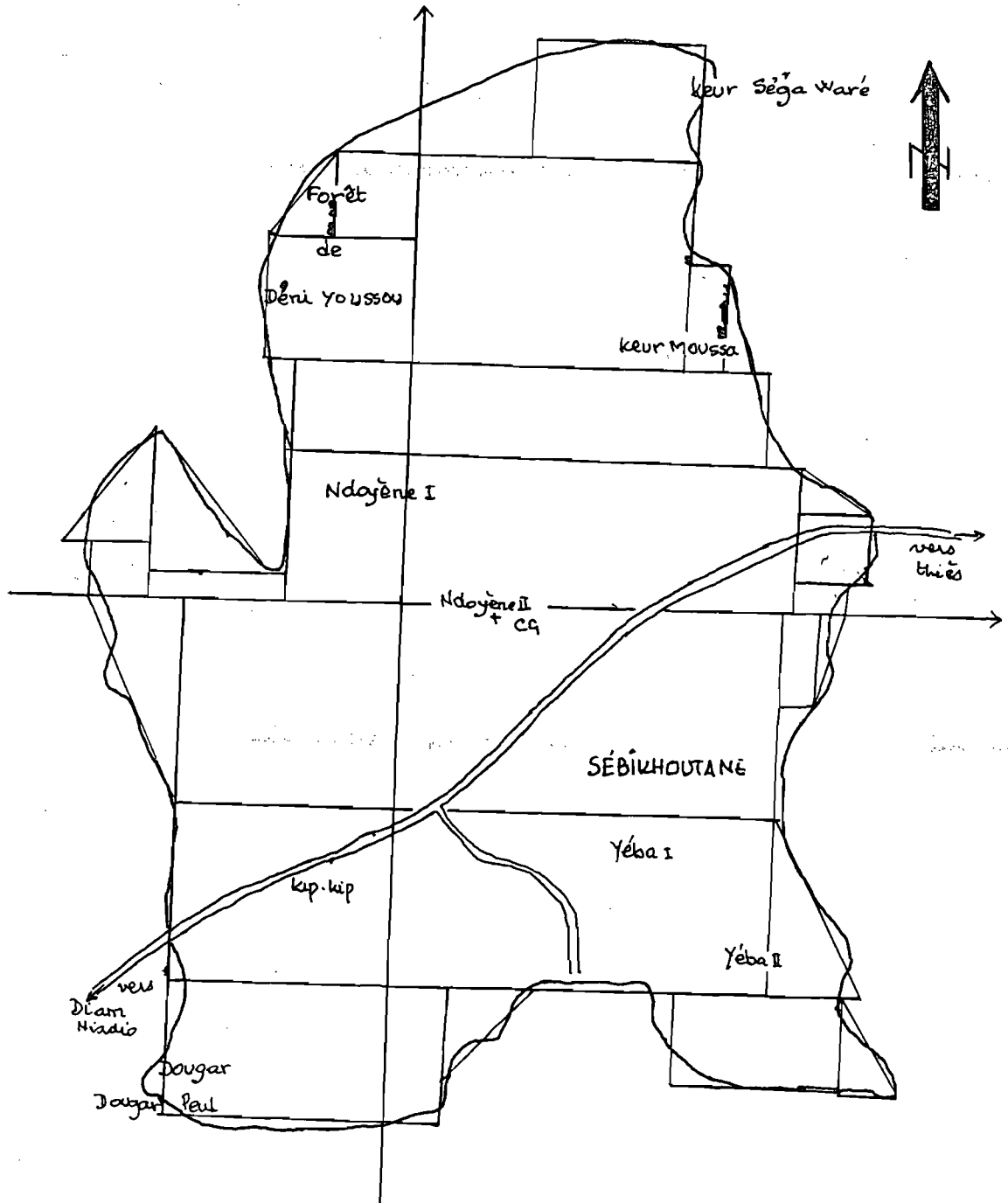
f- Sensité de drainage DD (km/km²)

$$DD = L_c / A_{bv}$$

# BASSIN DE DOUGAR PEUL

Gr. 49

## DÉTERMINATION DU CENTRE DE GRAVITE



0 1 2 km

$$Lc = 55,3$$

$$A_{BV} = 52,98$$

$$DD = \frac{55,3}{52,98} = 1,044 \text{ km/km}^2$$

$$DD = 1,044 \text{ km/km}^2$$

### g. Indice de compacité

- Indice de compacité de Horton, ICH

$$ICH = \frac{A_{BV}}{L_p^2} \quad A_{BV} = 52,98 \text{ km}^2 \quad L_p = 12,73 \text{ km}$$

$$ICH = \frac{52,98}{(12,73)^2} = 0,327$$

$$ICH = 0,327$$

- Indice de compacité de gravelius, ICG

$$ICG = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A_{BV}}} \quad A_{BV} = 52,98 \text{ km}^2 \quad P = 36,7 \text{ km}$$

$$ICG = \frac{0,28 \times 36,7}{\sqrt{52,98}} = 1,41$$

$$ICG = 1,41$$

- Indice de compacité de Miller, ICM

$$ICM = \frac{A_{BV}}{A_{\text{aire cercle}}}$$

$$A_{\text{aire cercle}} = \frac{p^2}{4\pi}$$

$$ICM = 4\pi \frac{A_{BV}}{p^2} \quad A_{BV} = 52,98 \text{ km}^2 \quad p = 36,7 \text{ km}$$

$$ICM = \frac{4 \cdot \pi \cdot 52,98}{36,7^2} = 0,49$$

$$ICM = 0,49$$

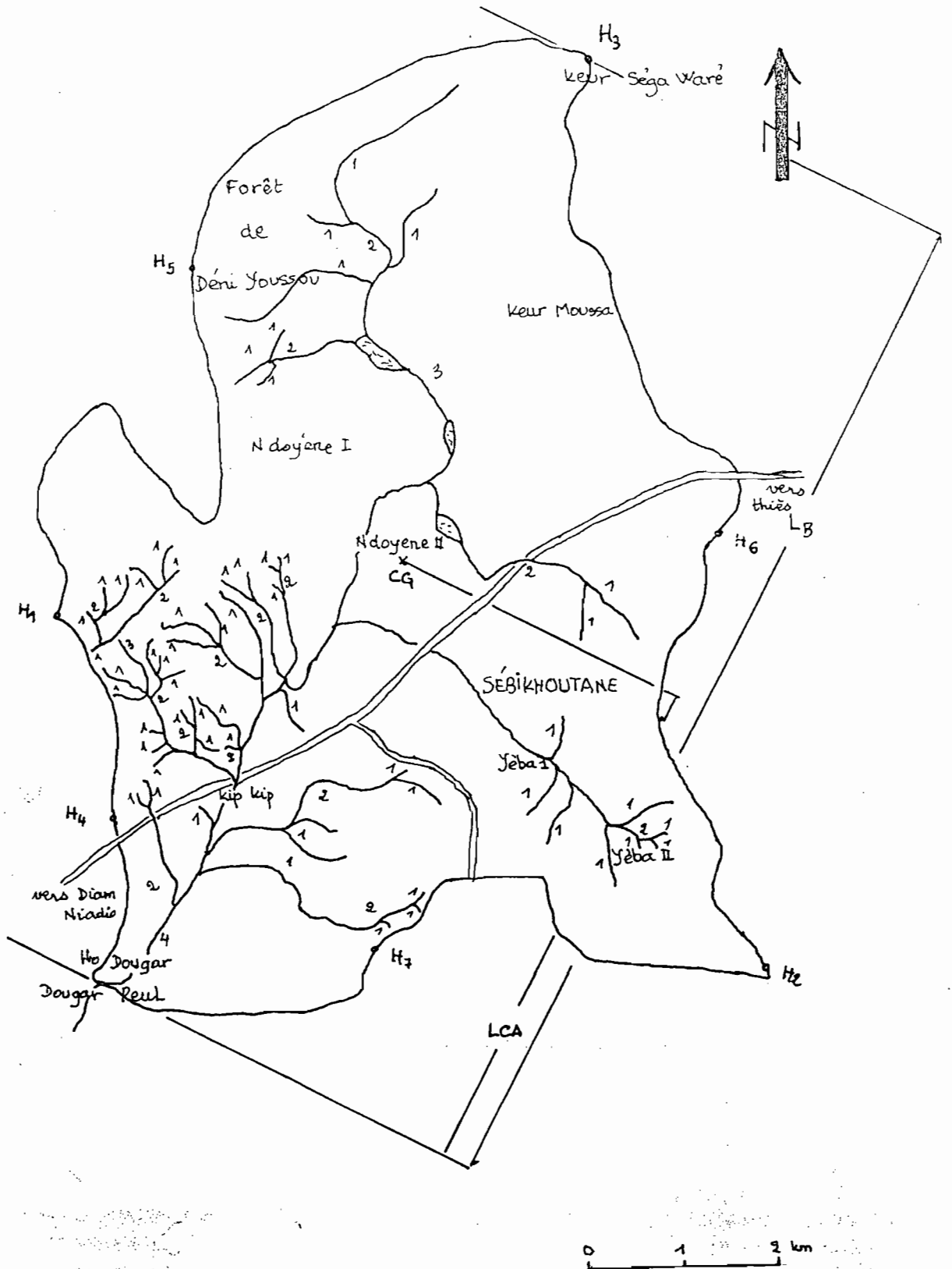
### h. Rapport de relief, RR

$$RR = \frac{RB}{LB}$$

# BASSIN DE DOUGAR PEUL

Gr. 50

## DÉTERMINATION DE L'ORDRE DES COURS D'EAU



Les altitudes relevées sont les suivantes (graphique n° 50)

$$H_0 = 8$$

$$H_3 = 55 \text{ m}$$

$$H_6 = 50 \text{ m}$$

$$H_1 = 45 \text{ m}$$

$$H_4 = 12,2 \text{ m}$$

$$H_7 = 50 \text{ m}$$

$$H_2 = 85,6 \text{ m}$$

$$H_5 = 45 \text{ m}$$

$$RB = \frac{\sum_{i=1}^7 H_i}{7} - H_0 = 48,97 - 8 = 40,97 \text{ m}$$

LB est mesurée par à l'aide d'un double décimètre

$$LB = 22,3 \text{ cm} \quad \text{à l'échelle } 1/50\,000$$

$$LB_{\text{réelle}} = 22,3 \cdot 10^{-2} \times 50\,000 = 11150 \text{ m}$$

$$RR = \frac{40,97}{11150} = 0,0037$$

$$RR = 0,0037$$

i Altitude moyenne du bassin versant,  $H_{\text{moy}}$  (m)

Elle est calculée à partir de la formule suivante

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum a_i \left( \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right)}{A_{\text{bv}}}$$

$a_i$  : aire entre deux courbes de niveau situées aux altitudes  
" $h_i$ " et " $h_{i+1}$ "

$$a_i = V.U \times 24,655$$

voir tableau page suivante

$$\sum_{i=1}^{10} a_i \left( \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right) = 2178,575 \quad \text{avec} \quad \sum_{i=1}^{10} a_i = 52,955$$

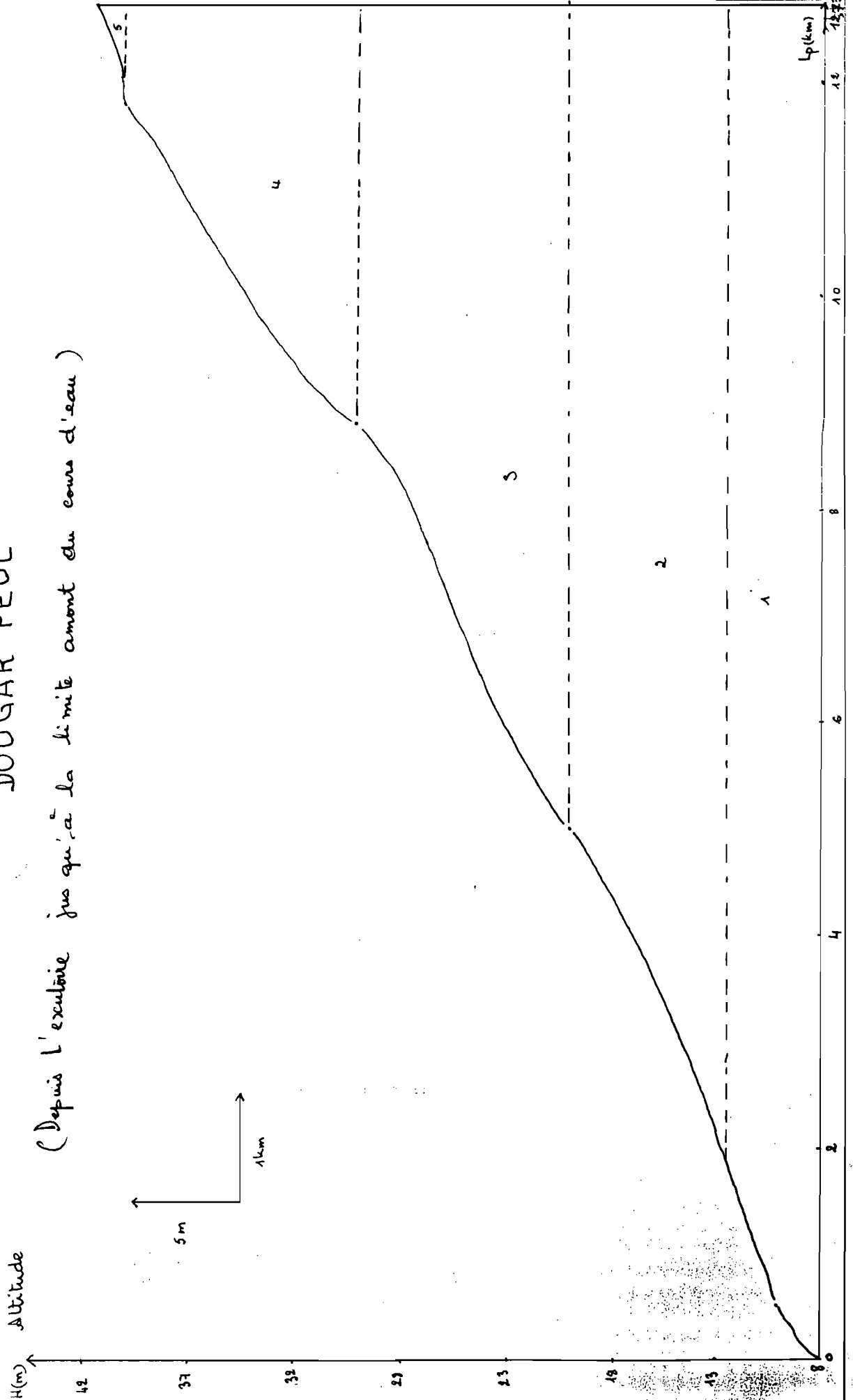
$$H_{\text{moy}} = \frac{2178,575}{52,98} = 41,12 \text{ m}$$

$$H_{\text{moy}} = 41,1 \text{ m}$$



# PROFIL EN LONG DE LA RIVIERE DOUGAR PEUL

(Depuis l'exutoire jus qu'à la limite amont du cours d'eau)



$h_i$ (m)	$h_{i+1}$ (m)	$\frac{h_i + h_{i+1}}{2}$ (m)	V U	$a_i$ (km <sup>2</sup> )	$a_i \frac{(h_i + h_{i+1})}{2}$
8	10	9	$3,33 \cdot 10^{-3}$	0,082	0,738
10	20	15	0,187	4,61	69,15
20	30	25	0,422	10,404	260,1
30	40	35	0,442	10,897	381,395
40	50	45	0,616	15,187	683,415
50	60	55	0,203	5,00	275
60	70	65	0,091	2,244	145,86
70	80	75	0,108	2,662	199,65
80	90	85	0,052	1,282	108,97
90	95	92,5	0,0238	0,587	54,297

j. Pente moyenne du cours d'eau, P.M.C (m km<sup>-1</sup>)

$$P.M.C = \frac{2H_{moye}}{L_p} \quad H_{moye} = \frac{\sum S_i}{L_p} \quad L_p = 12,73 \text{ km}$$

$\sum S_i$  surface sous le profil

(graphique n° 517)

surface sous le profil

$S_i$	1	2	3	4	5
S mkm	53,685	66,43	52,3	24,05	1,305

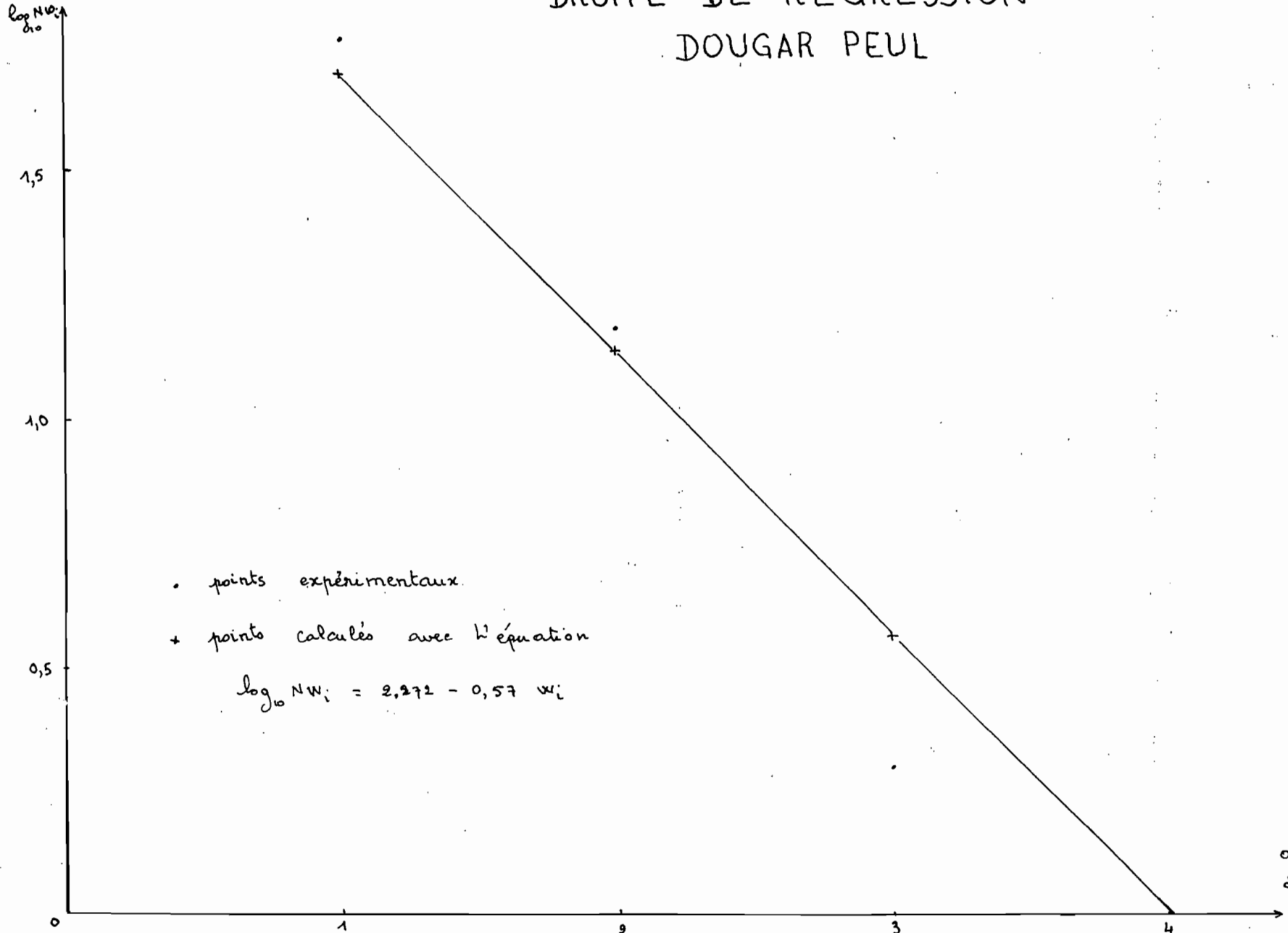
$$\sum_{i=1}^5 S_i = 197,83 \text{ mkm}$$

$$H_{moye} = \frac{197,83}{12,73} = 15,54 \text{ m}$$

$$P.M.C = \frac{2 \times 15,54}{12,73} = 2,44 \text{ m/km}$$

$$P.M.C = 2,44 \text{ m/km}$$

# DROITE DE RÉGRESSION DOUGAR PEUL



A2.58

Gr. 52

## b) Rapport de confluence

Pour le bassin de Dougar nous trouvons (graphique n° 50)

$W_i$	1	2	3	4
$NW_i$	58	15	2	1
$\log_{10} NW_i$	1,76	1,176	0,301	0

À partir de ces valeurs et d'une calculatrice programmable, nous trouvons l'équation de la droite donnant la meilleure régression linéaire (graphique n° 52).

$$\log_{10} NW_i = -0,57 W_i + 2,272$$

$$RC = \log_{10}^{-1} 0,57 = 3,71$$

## 4 Estimation du débit de crue du bassin de Dougar Peul

### 4.1 Application de la 1<sup>ère</sup> méthode de Rodier et Auray

Pour le débit de crue nous prendrons  $Q_{10} = Q_{maxr}$

$$Q_{10} = \frac{A \times k \times P_{10} \times k_r \times A_{bv}}{t_b}$$

Pour  $A_{bv} = 53 \text{ km}^2$  nous avons

- un coefficient de pointe  $k = 3,0$
- un coefficient d'abattement  $A = 0,9$  car  $50 < 53 < 100 \text{ km}^2$
- $P_{10} = 100 \text{ mm}$  (abaque Gr 42)  $\rightarrow 100 \times 0,9 = 90$

la moyenne annuelle des précipitations est égale à  $600 \text{ mm}$

### 4.11 Classification du bassin selon sa pente et sa perméabilité

#### 4.1.1.1 Pente longitudinale de classification, PLC (%)

La longueur du profil en long depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux est de 14 km. On enlève 2,8 km (soit  $20\% \times 14 = 2,8 \text{ km}$ ) de part et d'autre du profil. On calcule l'aire restante sous le profil. Cette aire correspond à la partie ombragée (graphique n° 53).

##### a. Répartition du profil

Distance de l'exutoire à la courbe d'altitude $H_i$ (km)	0	0,5	4,35	3,85
Altitude km	8	10	20	30

Distance ... $H_i$ (km)	11,8	12,06	12,73	14
Altitude $H_i$ (m)	40	40	41,3	55

##### b. Aire sous le profil

$n^\circ$	1	2	3	4	$\sum S_i$
$S_i$ (mkm)	60,48	37,48	42,57	8,81	149,22

##### c. Pente longitudinale de classification, PLC

$$PLC = \frac{2 \sum S_i}{(0,6 L_p)^2}$$

$$\sum S_i = 149,22 \text{ mkm} \quad L_p = 14 \text{ km}$$

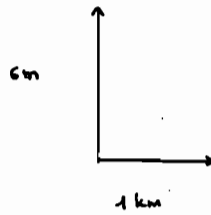
$$PLC = \frac{2 \times 149,22}{(0,6 \times 14)^2} = 4,2 \text{ m/km} \quad \text{soit} \quad 0,42\%$$

$PLC = 0,42\%$

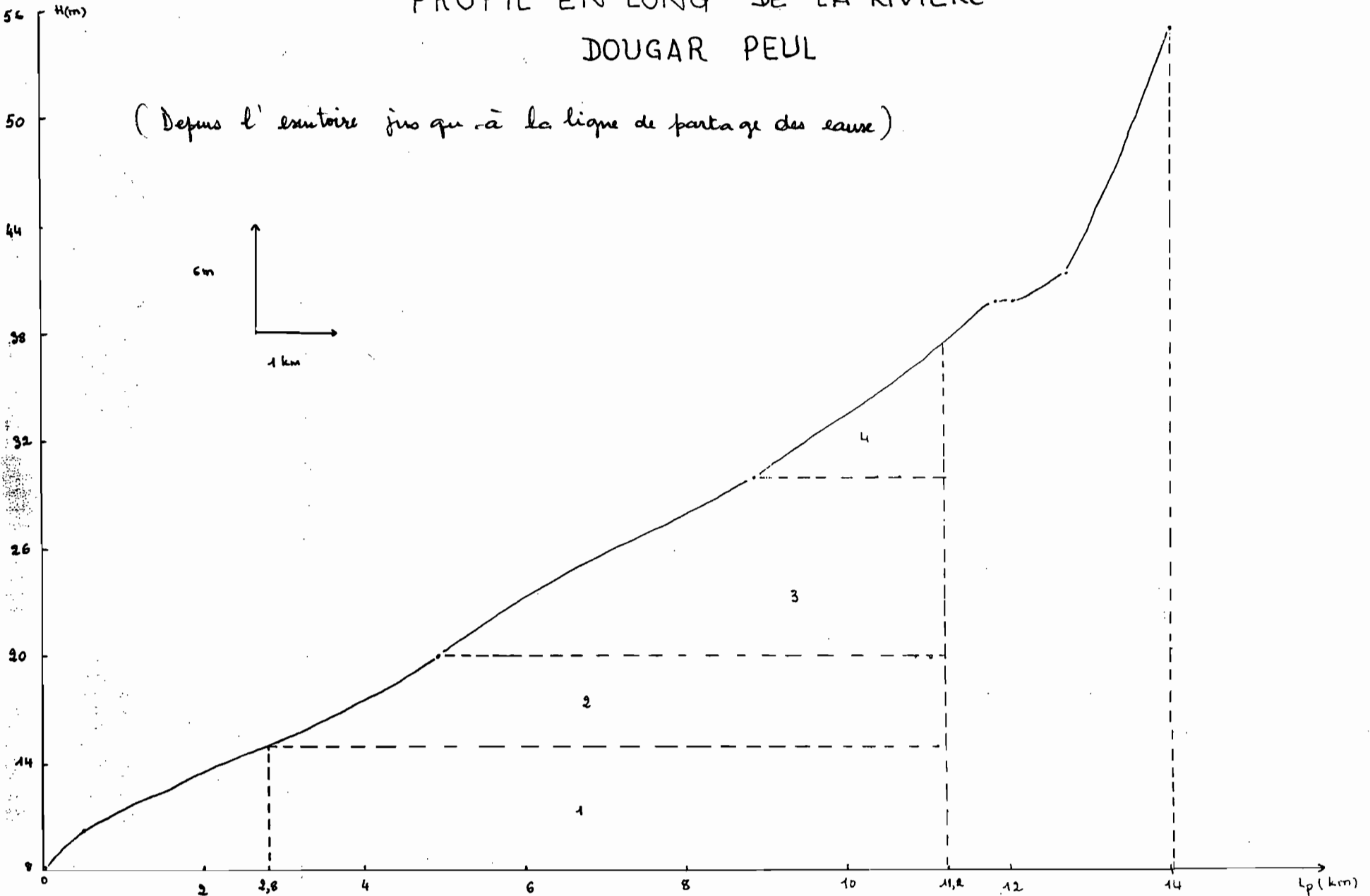
Altitude  
H(m)

# PROFIL EN LONG DE LA RIVIÈRE DOUGAR PEUL

( Depuis l'emboucheure jus qu'à la ligne de partage des eaux )



A2.61



Gr 53

#### 4.1.1.2 Calcul des pentes transversales

Trois demi-profiles ont été réalisés (voir la localisation de ces 1/2 profils sur le graphique n° 54). On procédera de la même manière que pour le profil en long. la pente la plus forte sera retenue pour classer le bassin.

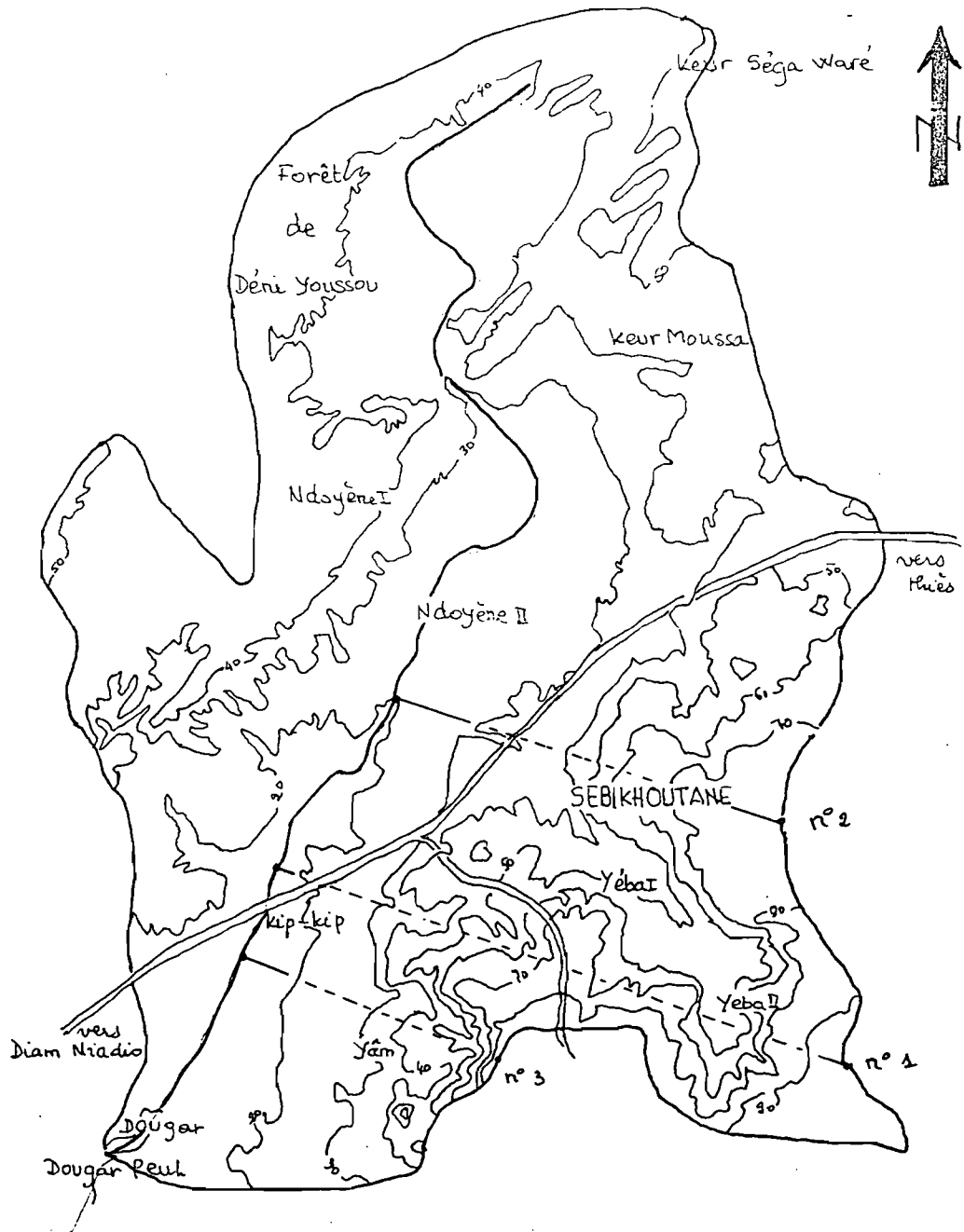
##### a- Pente transversale n°1 de classification, PTE 1

Distance de l'exutoire à la cote d'altitude $H_i$ (km)	Altitude $H_i$ (m)
0,0	15
0,95	30
1,55	40
1,80	50
2,0	60
2,15	70
2,95	70
3,05	80
3,75	80
3,90	70
4,10	60
4,20	70
4,6	80
4,8	90
8,1	95

# BASSIN DE DOUGAR PEUL

Gr. 54

## CARTE TOPOGRAPHIQUE : LOCALISATION DES PROFILS



----- profils transversaux

0 1 2 km



b - Surface sous le profil

Nous avons divisé l'aire sous le profil en 17 parties. Nous ne considérons que l'aire correspondant à 60% de la longueur du cours d'eau principal (graphique n° 5.5)

n°	1	2	3	4	5	6	7
S <sub>i</sub> (mkm)	0,66	1,06	3,75	4,95	0,75	0,86	7,5

n°	8	9	10	11	12	13	14
S <sub>i</sub>	8	3,5	1,5	5	7,5	1	3,26

n°	15	16	17	$\sum_{i=1}^{17}$
S <sub>i</sub>	3,98	14,34	95,6	163,2

c - Pente transversale n°1 de classification, PTC 1

$$\sum S_i = 163,2 \text{ mkm} \quad L_p = 6,1 \text{ km}$$

$$PTC 1 = \frac{2 \times 163,2}{(0,6 \times 6,1)^2} = 2,44 \text{ m/km} \text{ soit } 2,44\%$$

$$PTC 1 = 2,44\%$$

d - Pente transversale n°2

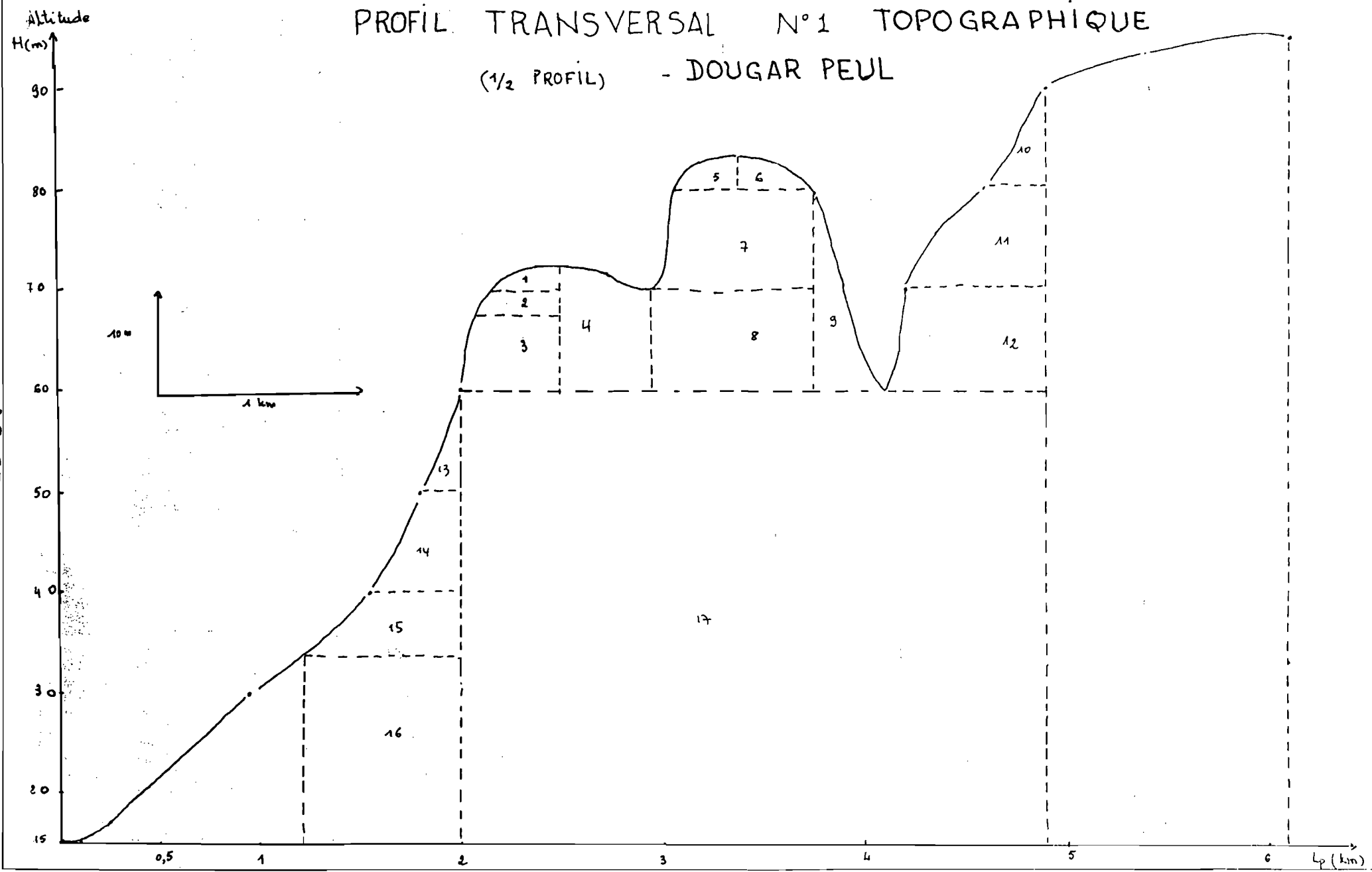
Répartition du 1/2 profil

Distance de l'exutoire à la cote d'altitude H <sub>i</sub> (km)	0	0,8	1,65	1,9	2,05	2,45
Altitude H <sub>i</sub> m	20	30	40	50	60	70

pour H = 75m, la distance = 3,55 km

# PROFIL TRANSVERSAL N°1 TOPOGRAPHIQUE

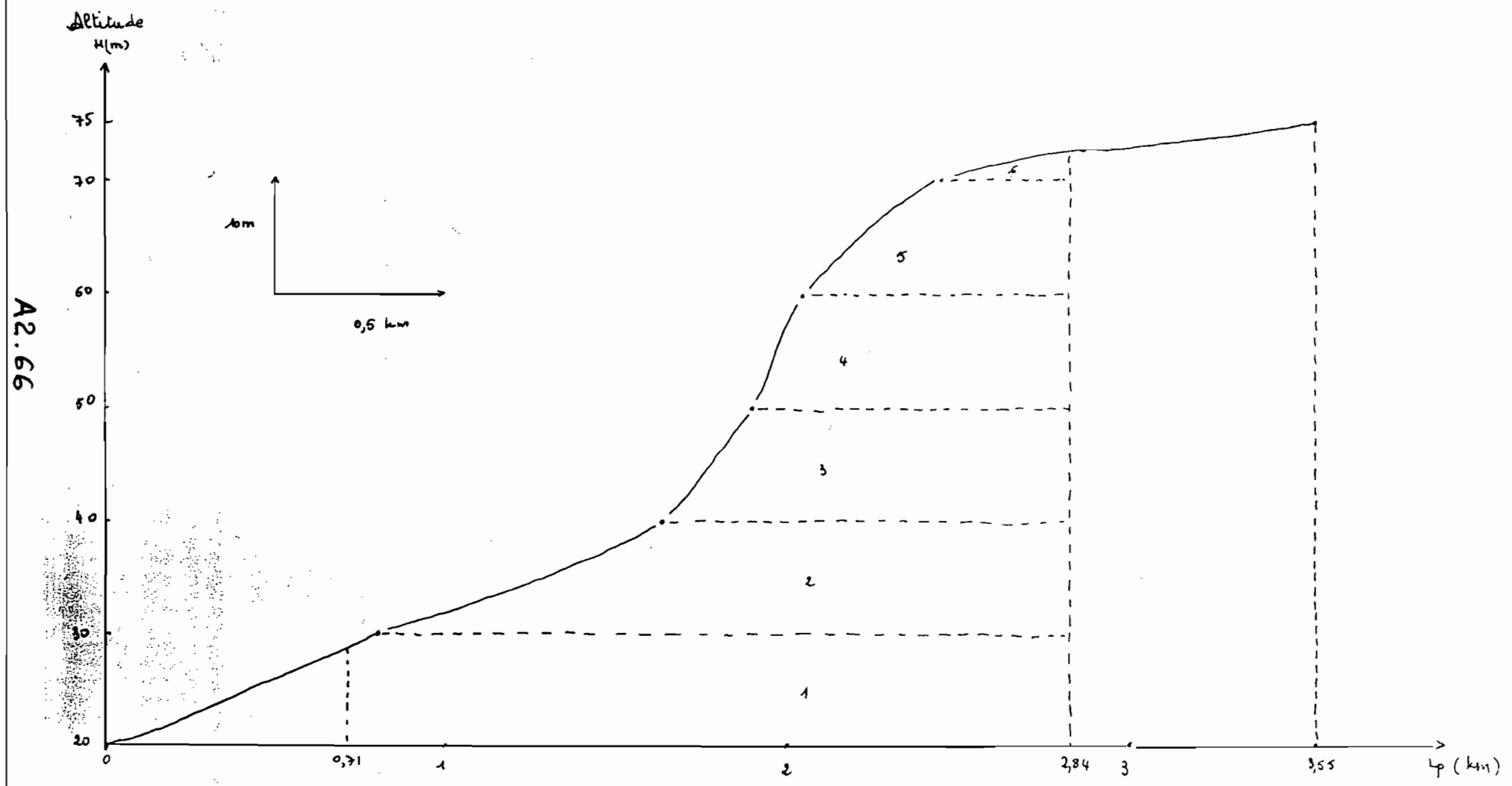
(1/2 PROFIL) - DOUGAR PEUL



Gr 55

A2.65

PROFIL TRANSVERSAL N°2 TOPOGRAPHIQUE  
(1/2 PROFIL) - DOLGAR PEUL



A2.66

G-56

e. Area sous le profil (graphique n° 56)

n°	1	2	3	4	5	6	$\Sigma S_i$
$S_i$ (mkm)	21,3	16,15	10,65	8,65	5,9	0,39	63,04

f. Pente transversale n° 2 de classification, PTC 2

$$\Sigma S_i = 63,04 \text{ mkm} \quad L_p = 3,55 \text{ km}$$

$$PTC 2 = \frac{2 \times 63,04}{(0,6 \times 3,55)^2} = 27,8 \text{ m/km} \quad \text{soit } 2,8\%$$

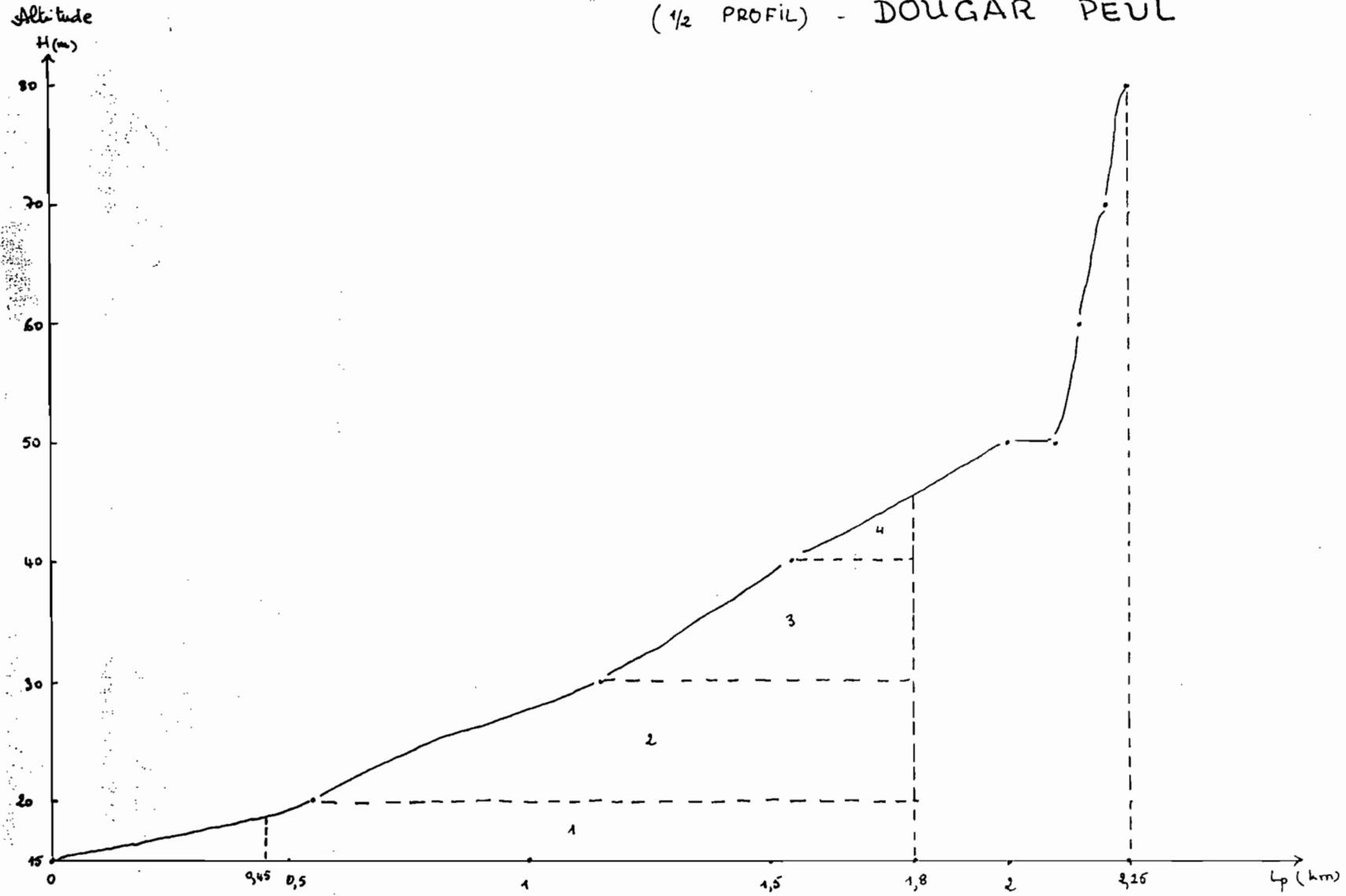
$PTC 2 = 2,8\%$
-----------------

g. Pente transversale n° 3

Départition du  $\frac{1}{2}$  profil (graphique n° 57)

Distance de l'origine à la courbe d'altitude $H_i$ (km)	Altitude $H_i$ (m)
0	15
0,55	20
1,15	30
1,55	40
2,0	50
2,1	50
2,15	60
2,2	70
2,25	80

# PROFIL TRANSVERSAL N°3 TOPOGRAPHIQUE (1/2 PROFIL) - DOUGAR PEUL



A2.68

h - Aire sous le  $1/2$  profil

n°	1	2	3	4	$\Sigma S_i$
$S_i$ (mkm)	6,75	9,5	4,5	0,62	21,37

i - Pente transversale n° 3 de classification, PTC 3

$$\Sigma S_i = 21,37 \text{ mkm} \quad L_p = 2,25 \text{ km}$$

$$PTC 3 = \frac{2 \times 21,37}{(0,6 \times 2,25)^2} = 23,4 \text{ m/km} \quad \text{soit } 2,34\%$$

$$PTC 3 = 2,34\%$$

4.113 - Classification

Nous avons  $PLC = 0,42\%$  et  $PTC = 2,8\%$

On ne se situe pas exactement dans une classe de pente mais puisqu'on est en présence d'une pente longitudinale faible et d'une pente transversale forte, c'est cette dernière qui sera retenue pour classer le bassin dans une classe R donnée

$PMT = 2,8\% > 2\%$  nous sommes dans la classe  $R_4$  - le bassin est assez imperméable avec des zones perméables d'étendues assez notable. Nous sommes dans la classe de perméabilité  $P_3$ .

En conclusion, notre bassin est de classe  $R_4 - P_3$ .

4.12 Débit de crue décennale

Pour un régime sahélien, une classe de perméabilité  $P_3$  et une classe de pente  $R_4$ , l'abaque Gr 4.3 donne

pour  $A_{BV} = 53 \text{ km}^2$  un coefficient de ruissellement  $k_r$

$$k_r = 27\%$$

Dans ces mêmes conditions le temps de base donné par l'abaque GR 44 est  $t_b = 9 \text{ h}$

Pour  $P_{10} = 100 \text{ mm} = 100 \cdot 10^{-3} \text{ m}$   $k_r = 0,27$

$$A_{BV} = 53 \text{ km}^2 = 53 \cdot 10^6 \text{ m}^2 \quad A = 0,9$$

$$k = 3,0 \quad t_b = 9 \text{ h}$$

$$Q_{10} = \frac{0,9 \times 3,0 \times 100 \cdot 10^{-3} \times 0,27 \times 53 \cdot 10^6}{9 \times 3600} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2 Méthode de Rodier et Auray modifiée

Pour un bassin de classe  $R_4$  et de perméabilité  $P_3$ , l'abaque GR 45 donne pour  $A_{BV} = 53 \text{ km}^2$   $Q_{10}^*$

$$Q_{10}^* = 100 \text{ m}^3/\text{s} \quad P_{10} = 100 \text{ mm} \quad Q_{10} = 100 \frac{100}{100} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.3 Méthode du C.I.E.H

D'après la carte du C.I.E.H, Dongar se trouve dans une zone sèche où l'estimation du débit de crue se fait directement à l'aide des abaques A ou B

le symbole utilisé pour Dongar est A01 (Tableau T-2)

si partant de la courbe hypsométrique nous trouvons :

$$\Delta H = 60,0 \text{ m}$$

$$L = \frac{P}{4} + \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - S} \quad P = 36,7 \text{ km} \quad S = A_{BV} = 53 \text{ km}$$

$$L = \frac{36,7}{4} + \sqrt{\left(\frac{36,7}{4}\right)^2 - 53} = 14,76 \text{ km}$$

$$I_g = \frac{\Delta H}{L} = \frac{60}{14,76} = 4,06 \text{ m/km}$$

connaissant  $I_g$  et la surface, à l'aide de l'abaque

A nous trouvons  $Q_{10} = 82 \text{ m}^3/\text{s}$

De plus on a  $P_{an} = 600 \text{ mm}$  par conséquent à l'aide de

l'abaque B nous trouvons  $Q_{10} = 67,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Abaque A	$Q_{10} = 82 \text{ m}^3/\text{s}$
Abaque B	$Q_{10} = 67,5 \text{ m}^3/\text{s}$



Tableau récapitulatif

Bassin de Dongar

$A_{BV}$	53 km <sup>2</sup>
P	36,7 km
$L_p$	12,73 km
$L_c$	55,3 km
$L_{cA}$	5,8 km
$H_{maximale}$	96 m
$H_{minimale}$	8 m
$H_{moy}$	44,1 m
D.D	1,044 km/km <sup>2</sup>
ICH	0,327
ICG	1,41
ICM	0,43
$I_g$	15,54 m
$H_{moyc}$	2,64 m/km
PMC	40,97 m
RB	11150 m
RB	40,97 m
RR	0,00367
RC	3,71

ANNEXE III  
DIMENSIONNEMENT

## Théorie du dimensionnement de L'évacuateur de crue

Le dimensionnement n'est fait que pour le barrage de Dongou Peul, celui de Panétion a été déjà réalisé par l'ORS.T.O.M. L'effet du laminage des crues jouera un très grand rôle dans cette partie.

### 1 laminage des crues

Dimensionner un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer la pointe de l'hydrogramme de la crue à l'entrée du réservoir de stockage correspond à un surdimensionnement.

Le réservoir joue un rôle "tampon" de sorte que le maximum du débit  $Q_{em}$  à l'évacuateur est inférieur au maximum de débit  $Q_{cm}$  de l'hydrogramme. On cherche ici à estimer de manière simple le rapport  $Q_{em}/Q_{cm}$  entre ces deux débits pour pouvoir dimensionner l'ouvrage évacuateur.

les paramètres intervenant pour fixer la valeur de ce rapport sont :

- Des paramètres géométriques définissant la réserve et l'évacuateur :

. S la surface du plan d'eau lorsque les eaux

arrivent au niveau de l'évacuateur ;

- L la longueur de l'évacuateur ;
- la forme de l'évacuateur qui détermine son coefficient de débit "m" ; la loi des débits sur l'évacuateur étant ~~pas~~ supposée de la forme

$$Q = m L h \sqrt{2gh} \quad h \text{ hauteur d'eau au dessus du seuil}$$

- Des paramètres définissant

la forme de l'hydrogramme de la crue  $Q_c(t)$ . théoriquement on ne peut pas à l'aide d'un nombre fini de paramètres, définir un hydrogramme si moins de le schématiser, ce que nous faisons.

### 1.1 Schématisation des hydrogrammes

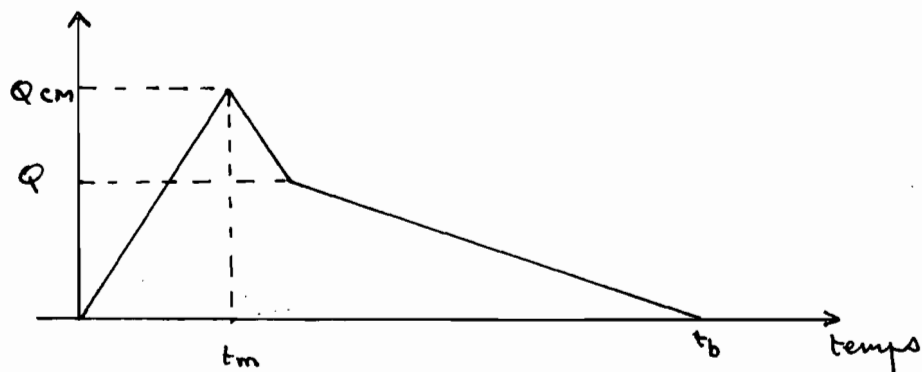
Il importe de connaître la forme des hydrogrammes des crues exceptionnelles contre lesquelles on a choisi de protéger les ouvrages.

Les hydrogrammes dont on connaît les temps de base et temps de montée grâce à la note de M.M Rodier et Auray sont intitulés "hydrogrammes unitaires". Pourtant la note en question effectue le calcul des débits des crues exceptionnelles en adoptant ces temps comme caractéristiques des hydrogrammes de crues exceptionnelles. Une étude détaillée des hydrogrammes adoptés par les auteurs montre que ceux-ci peuvent en fait être

considérés effectivement comme typiques des crues exceptionnelles et non unitaires.

Ainsi, nous construisons des hydrogrammes schématisés en trois tronçons linéaires respectant les données relatives à ces crues et déjà rencontrés auparavant :

- $Q_{cm}$  débit maximum de pointe calculé précédemment.
- $t_b$  temps de base de l'hydrogramme.
- $t_m$  temps de montée des eaux (abaque G.R.G.A)
- $k$  rapport entre débit de pointe et débit moyen de la crue.



la diminution du débit est représentée par une ligne brisée dont la première partie est constituée par la symétrique de la montée et la fin par une droite rejoignant la durée  $t_b$ . Le changement de pente s'effectue à un débit  $Q$  dont la valeur est fixée par une relation exprimant que le débit maximum et le débit moyen de la crue sont dans un rapport  $k$

$$\frac{Q}{Q_{cm}} = \frac{2}{k} \frac{t_b - kt_m}{t_b - 2t_m}$$

On montre en réalité que, dans les cas les plus courants la deuxième partie de la descente ne joue aucun rôle en ce qui concerne le rapport  $Q_{em}/Q_{cm}$ , c'est ce qui nous a permis de ramener l'hydrogramme à une montée linéaire de durée  $t_m$  et une descente symétrique. Les paramètres définissant l'hydrogramme sont alors :  $Q_{cm}$  et  $t_m$ .

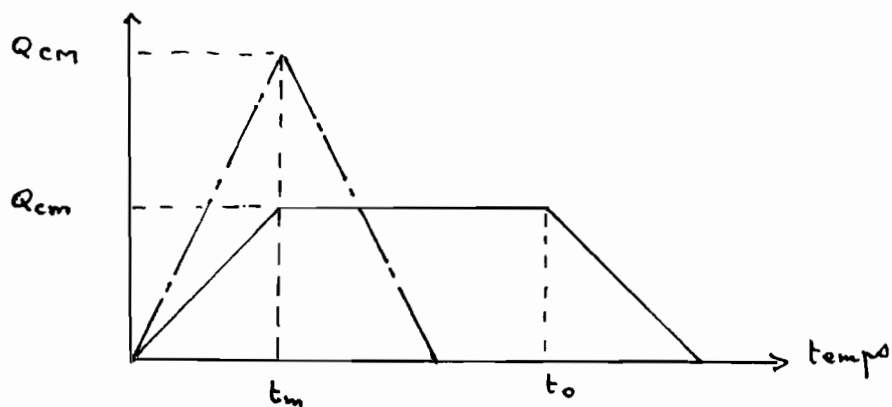
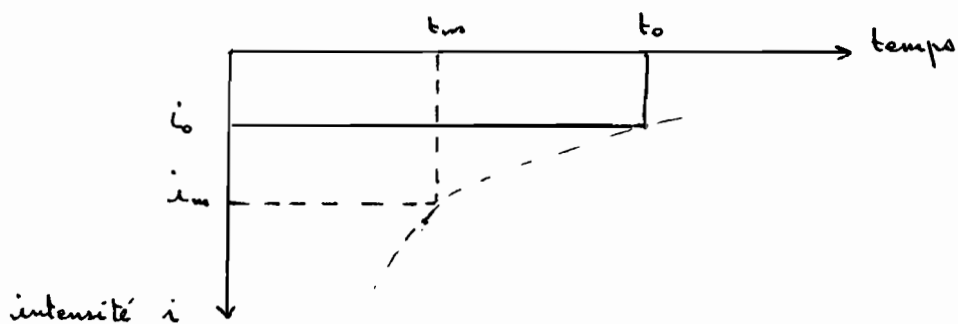
La crue exceptionnelle dont le débit maximum est égal à  $Q_{cm}$  est théoriquement provoquée par une pluie uniforme dont la durée est égale au temps de montée  $t_m$ . On sait que les pluies de même fréquence mais dont les durées sont inférieures à  $t_m$  ont une intensité moindre et provoquent des débits maxima de crue inférieurs à  $Q_{cm}$ . Toutefois l'effet du laminage sur celles-ci est moins fort et il importe de rechercher la valeur  $Q_{em}$  la plus importante après laminage, aussi avons-nous considéré également des hydrogrammes schématisés sous une forme trapézoïdale :

- Montée des eaux de durée  $t_m$
- Valeur maximum du débit  $Q_{em}$  depuis le temps  $t_m$  jusqu'au temps  $t_0$
- Descente des eaux symétrique de la montée.

Cet hydrogramme représente théoriquement une crue provoquée par une pluie uniforme dont la durée est  $t_0$ .

le débit  $Q_{cm}$  est lié au débit maximum  $Q_{cm}$  de la crue et aux temps  $t_m$  et  $t_0$  si l'on admet que la loi de Montana s'applique aux pluies considérées et si d'autre part on considère pour simplifier, que les débits maxima  $Q_{cm}$  et  $Q_{cm}$  sont proportionnels aux intensités des pluies qui les provoquent :

$$Q_{cm} \times t_0^{1-n} = Q_{cm} \times t_m^{1-n}$$



#### 1-2 Calcul de l'effet du laminage

soient donc :

$m$  le coefficient de débit de l'évacuateur,

$L$  la largeur de l'évacuateur,

$h$  la hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil du

réservoir,

$S$  la surface du plan d'eau lorsque les eaux arrivent au niveau de l'évacuateur,

$g$  l'accélération de la pesanteur.

le débit instantané au-dessous de l'évacuateur est donné par la relation

$$Q_e = mL \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (1)$$

la différence entre les débits d'entrée  $Q_c$  et de sortie  $Q_e$  provoque une variation  $dh$  du niveau du plan d'eau pendant l'intervalle de temps  $dt$ ;  $S$  étant supposée constante lorsque  $h$  augmente :

$$S dh = (Q_c - Q_e) dt$$

après changement de variables suivant :

$$Q_e = \sqrt{gL^5} Q$$

$$Q_c = \sqrt{gL^5} Q'$$

$$t = \frac{S}{(2m^2)^{1/3} \sqrt{gL^5}} \cdot T$$

les équations (1) et (2) donnent

$$\frac{d(Q^{2/3})}{dT} + Q = Q' \quad (3)$$

Cette équation (3) a été intégrée numériquement pour les divers hydrogrammes décrits précédemment sur lesquels on a préalablement normalisé les débits de sorte grâce à la forme particulière de l'équation.

### 1-3 Résultats



On a pu mettre en évidence le rôle d'un paramètre adimensionnel unique que nous appelons  $X_0$ , pour déterminer l'effet du laminage sur les crues dont les hydrogrammes sont triangulaires ou trapézoïdaux

$$X_0 = \frac{m^2 \cdot g \cdot L^2 \cdot Q_{cm} \cdot t_m^3}{S^3}$$

L'effet du laminage est évalué sous la forme d'un coefficient  $Q_{cm}/Q_{cm}$  (débit maximum à l'évacuateur / débit maximum de la crue triangulaire).

Pour plusieurs valeurs, choisies a priori, du coefficient  $n$  de la loi de Montana, nous avons calculé l'effet du laminage sur la crue triangulaire mais aussi sur les crues trapézoïdales qui s'en déduisent :

$Q_{cm} = Q_{cm} \left( \frac{t_m}{t_0} \right)^{1-n}$  ; dans chaque cas, il existe un hydrogramme le plus défavorable, c'est à dire tel que le débit à l'évacuateur a une valeur maximale c'est cette valeur que nous appelons  $Q_{cm}$ .

L'abaque GR-7A permet d'obtenir directement  $Q_{cm}/Q_{cm}$  en fonction de  $\log_{10} X_0$  pour une valeur donnée du coefficient  $n$  de Montana.

Le tracé correspondant à  $n=0,12$  est à adopter en Afrique Occidentale.

#### 1.4 Remarques

##### 1.4.1 Validité du schéma triangulaire

les schémas utilisés ont une validité limitée dans le cas de très forts laminages. On surestime l'effet du laminage lorsque le débit trouvé  $Q_{em}$  est inférieur à la valeur  $Q$ , où commence la décroissance moins rapide du débit de la crue :

$$Q = \frac{2}{k} \frac{t_b - k t_m}{t_b - 2 t_m}$$

En effet, le maximum du débit à l'évacuateur est toujours obtenu au temps  $t$  tel que :  $Q_o(t) = Q_e(t)$  car dans le cas de l'équation (3)

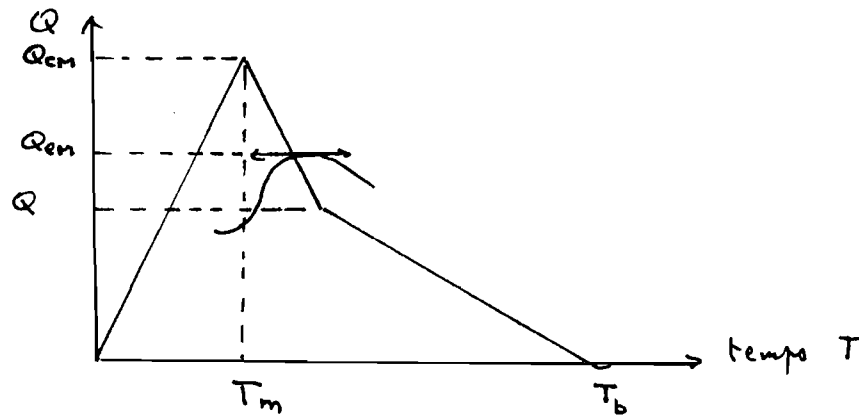
$$\frac{d(Q^{2/3})}{dT} + Q = Q' \quad \text{d'où} \quad \frac{d(Q^{2/3})}{dT} = 0$$

(débit réduit à l'évacuateur = débit réduit de la crue).

Cette relation est vérifiée si  $\frac{dQ}{dT} = 0$ , c'est à dire au maximum de l'hydrogramme à l'évacuateur.

Ainsi toutes les fois que l'effet du laminage est tel que le maximum du débit à l'évacuateur  $Q_{em}$  reste supérieur à la valeur  $Q$  où s'effectue le changement de la pente dans la descente des eaux, le schéma triangulaire est correct.

Inversement dans le cas des forts laminages ( $Q_{em} < Q$ ) le schéma triangulaire que nous avons utilisé peut avoir surestimé l'effet du laminage.



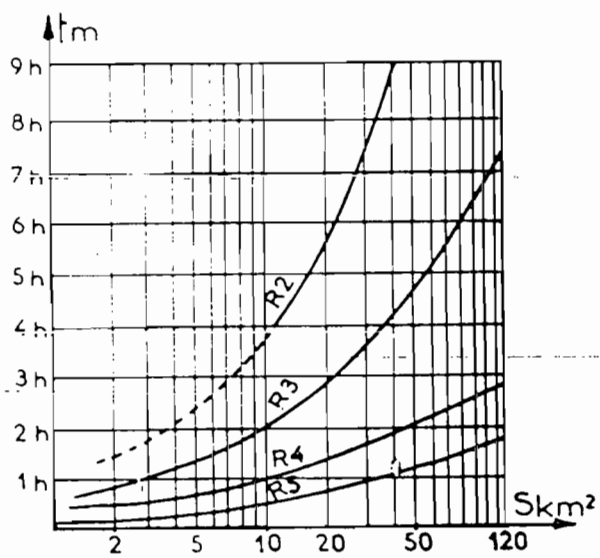
L'abaque GR 50 donne les limites de validité de notre étude de schématisation. Lorsque  $Q_{em}/Q_{cm}$  trouvé est inférieur à la valeur  $Q/Q_{cm}$  de l'abaque GR 59, il y a lieu d'être prudent quant à la valeur  $Q_{em}$  trouvée. C'est en fait un cas relativement peu fréquent.

#### 4.4.2 le paramètre $\lambda_0$

Il montre bien l'importance de chaque paramètre quant à leur efficacité sur le laminage. Ainsi la surface du bassin  $S = A_{gv}$  et le temps de montée  $t_m$ , tous deux à la puissance 3 sont des paramètres essentiels. Les bassins de pente faibles, ayant les temps de montée les plus longs subissent donc les laminages les plus faibles ; ce sont par ailleurs ceux dont les débits de crue sont les plus faibles. Le laminage des crues a donc un effet légèrement égalisateur sur les débits à prévoir pour les évacuateurs.

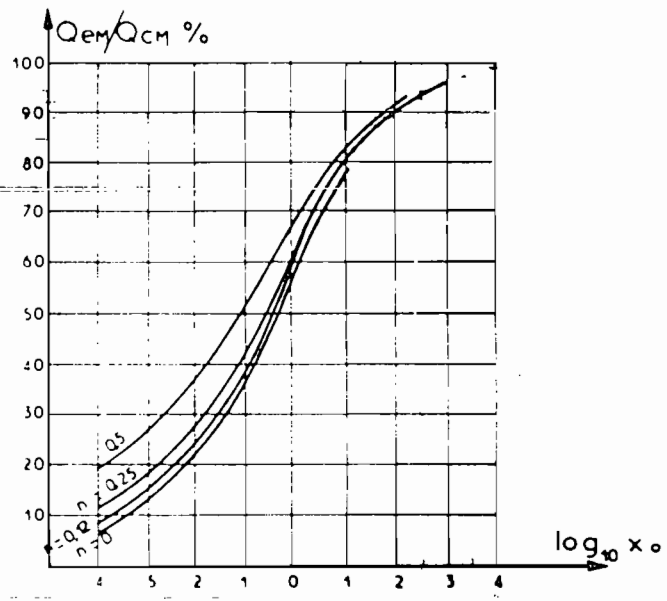
#### 2. Application au bassin de danger

À partir de l'abaque GR 58 pour une superficie de  $53 \text{ km}^2$



— Temps de montée : régime sabélien.

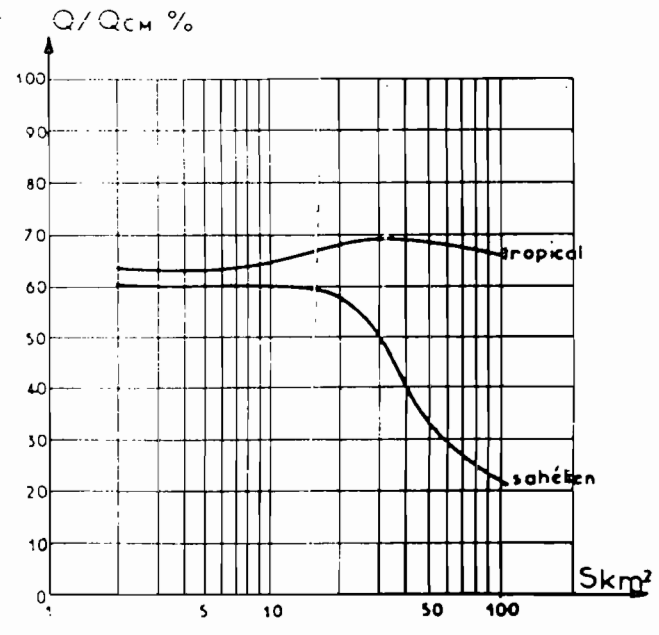
GR 59



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

— Limite de validité de l'hydrogramme schématique triangulaire.

GR. 60



un bassin de pente R4 et un régime sahélien  $t_m = 2h$

### 2.1 Calcul de l'aire du bassin de stockage

Sur la carte de l'annexe V à l'échelle 1/1000<sup>e</sup> nous avons trouvé à l'aide du planimètre n° 117435 TM 34.7

$$VV \text{ final} = 8,752$$

$$VV \text{ initial} = 0,000$$

$VU \text{ définitif} = 8,752$  pour la surface de stockage

Rappelons que pour le planimètre  $VU = 1,014$

Aire réelle du carré de 10 cm de côté

$$AR = 100 (1000)^2 = 10^8 \text{ cm}^2 = 1 \text{ ha}$$

$$VV = \frac{AR \text{ carré}}{VU} = \frac{1}{1,014} = 0,986 \text{ ha} \quad VV = 0,986 \text{ ha}$$

L'aire de stockage est la suivante

$$\text{Aire} = 8,752 \times 0,986 = 8,63 \text{ ha}$$

$$\text{Aire} = 8,63 \text{ ha}$$

### 2.2 Volume d'eau stocké

Le volume a été calculé en considérant que nous avons un prisme entre deux courbes de niveau successives. En déterminant la surface délimitée par chaque courbe de niveau et la différence d'altitude nous trouvons le volume stocké entre deux courbes de niveau.

Altitude	Volume entre 2 courbes de niveau m <sup>3</sup>	Volume cumulé
9	$\left(\frac{0 + 2,695}{2}\right) \times 0,25 = 336,875$	336,875
9,25	$\left(\frac{2,695 + 6,005}{2}\right) \times 0,25 = 1087,5$	1424,375
9,5	$\left(\frac{6,005 + 14,100}{2}\right) \times 0,25 = 2512,125$	3937,5
9,75	$\left(\frac{14,100 + 24,590}{2}\right) \times 0,25 = 4836,25$	8773,75
10	$\left(\frac{24,590 + 33,406}{2}\right) \times 0,25 = 7249,5$	16023,25
10,25	$\left(\frac{33,406 + 51,101}{2}\right) \times 0,25 = 10563,375$	26586,625
10,5	$\left(\frac{51,101 + 69,536}{2}\right) \times 0,25 = 15079,625$	41666,25
	$\left(\frac{69,536 + 86,857}{2}\right) \times 0,25 = 19484,625$	61152,875

Volume = 62000 m<sup>3</sup>

ANNEXE IV  
MÉTHODE DE BISHOP  
SIMPLIFIÉE



\*

Fichier des données : sebik1A.dat      Fichier des sorties : sebik1A.sor

Le 10    JUIN      1988 à 18 H. 52    --    sebik1A.sor      PAGE 1

-----  
Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
-----

M E T H O D E    D E    B I S H O P    S I M P L I F I E E

-----  
--- stabsept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
- 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. point fixe)

CONTROLE DES DONNEES

-----  
Nombre de tangentes limites            0            [ max.= 4 ]  
Nombre de sections verticales        11           [ max.= 16 ]  
Nombre de frontières entre sols       7            [ max.= 12 ]  
Nombre de lignes équipressions        1            [ max.= 12 ]  
Nombre de pts défin. la cohésion      0            [ max.= 12 ]  
Nombre de charge. unif. répartis      0            [ max.= 10 ]  
Nombre de chargements concentrés      0            [ max.= 10 ]

Coefficients sismiques    s1= .00    s2= .00

\*\*\*\* SYSTEME METRIQUE \*\*\*\* kilo-Newton - mètre

-----  
[ Dr eau = 9.81 ]

Recherche automatique du cercle critique

Centre de départ (x,y) =            113.0    20.0  
Pas de rotation autour du pivot =    1.0    m  
Ecart pour changement de pivot =    -1.0    %

TOUS LES CERCLES PASSENT PAR LE POINT ( 110.0 , 15.5 )

( nombre maximum total de cercles pouvant être calculés = 100 )

GEOMETRIE

-----  
sections n° :    1.    2.    3.    4.    5.    6.    7.    8.    9.    10.    11.  
abscisses x =    100.0    103.5    108.0    108.1    108.5    110.0    110.1    111.0    116.0    116.1    150.0  
  
bas-fissure      12.7    12.7    15.0    15.0    15.5    15.5    15.5    15.5    12.7    12.7    12.7  
eau-fissure      12.7    12.7    15.0    15.0    15.5    15.5    15.5    15.5    12.7    12.7    12.7

GÉOMETRIE (suite ...)

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.
abscisses x =	100.0	103.5	108.0	108.1	108.5	110.0	110.1	111.0	116.0	116.1	150.0
frontière 1	12.7	12.7	15.0	15.0	15.5	15.5	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7
frontière 2	12.7	12.7	12.7	12.7	15.5	15.5	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7
frontière 3	12.7	12.7	12.7	11.9	11.9	11.9	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7
frontière 4	12.7	12.7	12.7	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	12.7	12.7
frontière 5	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
frontière 6	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
frontière 7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION kPa	FROTTEMENT DEG.	DENSITE kN/m3	DESCRIPTION
1	.0	40.0	12.0	tout venant
2	110.0	12.0	15.0	noyau term.
3	.0	40.0	12.0	gabions
4	50.0	15.0	17.0	argile fond.
5	.0	34.0	18.0	sable fond.
6	50.0	15.0	17.0	argile fond.

PRESSIONS INTERSTITIELLES coordonnées de la nappe d'eau libre

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.
abscisses x =	100.0	103.5	108.0	108.1	108.5	110.0	110.1	111.0	116.0	116.1	150.0
ligne n° : 1	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	13.5	13.5	12.7	12.7	12.7	12.7

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargemènts -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
 - 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. point fixe)

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)	
1	1	14.6	5.4	113.0	20.0	( 13 )	6.630	6.703	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.52 m	
(1)	2	13.3	6.7	115.0	20.0	( 24 )	2.999	2.871	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.98 m	
(1)	3	11.7	8.3	117.0	20.0	( 49 )	11.398	10.775	
	4	12.4	5.6	115.0	18.0	( 28 )	3.897	3.567	
	5	14.6	5.4	113.0	20.0	( 12 )	6.670	6.545	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.53 m	
	6	13.8	8.2	115.0	22.0	( 17 )	3.840	3.721	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.66 m	
	7	12.5	7.5	116.0	20.0	( 36 )	6.041	5.669	
	8	12.9	6.1	115.0	19.0	( 24 )	2.826	2.673	
(1)	9	11.2	7.8	117.0	19.0	( 2 )	-35.573	-34.670	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.00 m	
	10	11.8	5.2	115.0	17.0	( 37 )	8.010	7.354	
	11	14.4	4.6	113.0	19.0	( 2 )	-2.476	-2.470	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.00 m	
(1)	12	12.9	6.1	115.0	19.0	( 2 )	-3.806	-3.576	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.00 m	
	13	13.6	3.3	113.0	17.0	( 2 )	-4.680	-4.245	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.00 m	
	14	15.4	3.6	111.0	19.0	( 2 )	-12.222	-12.135	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.00 m	
	15	14.7	6.2	113.0	21.0	( 2 )	-4.435	-4.435	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.00 m	
	16	13.7	5.3	114.0	19.0	( 2 )	-2.514	-2.434	
		Cercle de surface : profondeur dans le massif =						.00 m	

NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
17	1	14.1	3.9	113.0	18.0	( 2 )	-3.146	-2.970
							Cercle de surface : profondeur dans le massif =	.00 m
18	1	15.0	4.0	112.0	19.0	( 2 )	-3.320	-3.320
							Cercle de surface : profondeur dans le massif =	.00 m
19	1	14.6	5.4	113.0	20.0	( 2 )	-3.337	-3.337
							Cercle de surface : profondeur dans le massif =	.00 m
20	1	14.1	5.6	113.7	19.7	( 2 )	-2.518	-2.518
							Cercle de surface : profondeur dans le massif =	.00 m
21	1	13.7	4.6	113.7	18.3	( 2 )	-2.934	-2.761
							Cercle de surface : profondeur dans le massif =	.00 m
22	1	14.7	3.6	112.3	18.3	( 10 )	7.434	7.297
							Cercle de surface : profondeur dans le massif =	.81 m
23	1	14.9	4.7	112.3	19.7	( 10 )	11.684	11.569
							Cercle de surface : profondeur dans le massif =	.40 m

(i) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .3 m

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E  
 -----

--- stabsept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---

----- chargements -----

\*\*\*\*\*  
 \* S Y N T H E S E des R E S U L T A T S \*  
 \*\*\*\*\*

CAS ETUDIE :

\*\*\*\*\*

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
 - 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. point fixe)

Tous les cercles passent par le point : 110.0 , 15.5

APRES 23 CERCLES CALCULES EN RECHERCHE AUTOMATIQUE ON TROUVE :

\*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 2.476 cercle n° 11

----- \*\*\*\*\*  
 Rayon = 4.6 m ; X , Y = ( 113.0 19.0 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.434 cercle n° 16

----- =====  
 Rayon = 5.3 m ; X , Y = ( 114.0 19.0 )

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

=====

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	(surf.)
2.476	112.98	18.97	4.57	11	( .0 )
2.514	113.98	18.96	5.27	16	( .0 )
2.518	113.68	19.67	5.56	20	( .0 )
2.826	114.99	18.98	6.08	8	
2.934	113.68	18.26	4.60	21	( .0 )
2.999	115.00	19.99	6.72	2	( 1.0 )
3.146	112.98	17.96	3.86	17	( .0 )
3.320	111.98	18.96	3.99	18	( .0 )
3.337	112.98	19.96	5.36	19	( .0 )
3.806	114.98	18.96	6.06	12	( .0 )

NB: dans les 10 cercles les plus critiques il y a des cercles de surface

\*\* [ Identifiés entre 0.0 et 1.0 m de profondeur dans le massif ]

\*

Fichier des données : sebik1.dat

Fichier des sorties : sebik1.sor

Le 10 JUIN 1988 à 18 H. 48 -- sebik1.sor PAGE 1

-----  
Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

-----  
M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

-----  
--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
- 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. 3 tang.)

CONTROLE DES DONNEES

-----  
Nombre de tangentes limites            3            [ max.= 4 ]  
Nombre de sections verticales        11           [ max.= 16 ]  
Nombre de frontières entre sois       7            [ max.= 12 ]  
Nombre de lignes équipressions       1            [ max.= 12 ]  
Nombre de pts défin. la cohésion     0            [ max.= 12 ]  
Nombre de charge. unif. répartis     0            [ max.= 10 ]  
Nombre de chargements concentrés    0            [ max.= 10 ]

Coefficients sismiques    s1= .00    s2= .00

\*\*\*\* SYSTEME METRIQUE \*\*\*\* kilo-Newton - mètre

-----  
[ Or eau = 9.81 ]

Recherche automatique du cercle critique

Centre de départ (x,y) =            113.0    20.0

Pas de rotation autour du pivot =    1.0    m

Ecart pour changement de pivot =    -1.0    %

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, 10.0, 11.1, 11.5,

( nbr. max. de cercles pouvant être calculés pour chaque tangente = 66 )

GEOMETRIE

-----  
sections n° :    1.    2.    3.    4.    5.    6.    7.    8.    9.    10.    11.  
abscisses x = 100.0 103.5 108.0 108.1 108.5 110.0 110.1 111.0 116.0 116.1 150.0  
  
bas-fissure    12.7 12.7 15.0 15.0 15.5 15.5 15.5 15.5 12.7 12.7 12.7  
eau-fissure    12.7 12.7 15.0 15.0 15.5 15.5 15.5 15.5 12.7 12.7 12.7

GEOMETRIE (suite ...)

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.
abscisses x =	100.0	103.5	108.0	108.1	108.5	110.0	110.1	111.0	116.0	116.1	150.0
frontière 1	12.7	12.7	15.0	15.0	15.5	15.5	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7
frontière 2	12.7	12.7	12.7	12.7	15.5	15.5	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7
frontière 3	12.7	12.7	12.7	11.9	11.9	11.9	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7
frontière 4	12.7	12.7	12.7	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	11.9	12.7	12.7
frontière 5	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
frontière 6	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
frontière 7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION kPa	FROTTEMENT DEG.	DENSITE kN/m3	DESCRIPTION
1	.0	40.0	12.0	tout venant
2	110.0	12.0	15.0	noyau term.
3	.0	40.0	12.0	gabions
4	50.0	15.0	17.0	argile fond.
5	.0	34.0	19.0	sable fond.
6	50.0	15.0	17.0	argile fond.

PRESSIIONS INTERSTITIELLES coordonnées de la nappe d'eau libre

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.
abscisses x =	100.0	103.5	108.0	108.1	108.5	110.0	110.1	111.0	116.0	116.1	150.0
ligne n° : 1	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	13.5	13.5	12.7	12.7	12.7	12.7

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E  
 -----

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
 - 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. 3 tang.)

	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)	
			(m)	(m)	(m)	(m)		-----		
---	Cercle n° 1 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.3 à 108.5 m ---							
	1	1	10.0	10.0	113.0	20.0	( 33 )	5.784	5.408	
---	Cercle n° 2 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.7 à 108.5 m ---							
(1)	2	1	10.0	10.0	115.0	20.0	( 33 )	5.854	5.478	
---	Cercle n° 3 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.0 à 108.5 m ---							
	3	1	10.0	8.0	113.0	18.0	( 29 )	5.246	4.828	
---	Cercle n° 4 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.6 à 108.5 m ---							
(1)	4	1	10.0	8.0	115.0	18.0	( 31 )	6.848	6.447	
---	Cercle n° 5 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.2 à 108.5 m ---							
	5	1	10.0	6.0	113.0	16.0	( 27 )	5.520	5.008	
---	Cercle n° 6 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 104.5 à 108.5 m ---							
	6	1	10.0	8.0	111.0	18.0	( 28 )	7.138	6.579	
---	Cercle n° 7 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.3 à 108.5 m ---							
	7	1	10.0	10.0	113.0	20.0	( 32 )	5.796	5.419	
---	Cercle n° 8 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.8 à 108.5 m ---							
	8	1	10.0	8.0	114.0	18.0	( 31 )	5.495	5.079	
---	Cercle n° 9 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.5 à 108.5 m ---							
	9	1	10.0	7.0	113.0	17.0	( 31 )	5.086	4.629	
---	Cercle n° 10 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 108.2 à 108.5 m ---							
(1)	10	1	10.0	7.0	115.0	17.0	( 29 )	8.012	7.564	
---	Cercle n° 11 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 108.0 à 108.5 m ---							
	11	1	10.0	5.0	113.0	15.0	( 24 )	6.711	6.148	
---	Cercle n° 12 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 104.9 à 108.5 m ---							
	12	1	10.0	7.0	111.0	17.0	( 29 )	6.718	6.115	
---	Cercle n° 13 :		Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.6 à 108.5 m ---							
	13	1	10.0	9.0	113.0	19.0	( 30 )	5.511	5.118	



NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)	
---	Cercle n° 14 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.4 à 108.5 m					---		
14	1	10.0	7.0	114.0	17.0	( 29 )	5.901	5.460	
---	Cercle n° 15 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.7 à 108.5 m					---		
15	1	10.0	7.0	112.0	17.0	( 28 )	5.718	5.228	
---	Cercle n° 16 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.0 à 108.5 m					---		
16	1	10.0	8.0	113.0	18.0	( 29 )	5.251	4.833	
---	Cercle n° 17 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.7 à 108.5 m					---		
17	1	10.0	7.7	113.7	17.7	( 30 )	5.349	4.925	
---	Cercle n° 18 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.6 à 108.5 m					---		
18	1	10.0	6.3	113.7	16.3	( 28 )	6.047	5.578	
---	Cercle n° 19 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.3 à 108.5 m					---		
19	1	10.0	6.3	112.3	16.3	( 27 )	5.401	4.891	
---	Cercle n° 20 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.6 à 108.5 m					---		
20	1	10.0	7.7	112.3	17.7	( 29 )	5.628	5.182	

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .6 m

\*\*\*\*\*  
 \* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 1 \*  
 \*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 5.086 cercle n° 9

----- \*\*\*\*\*

Rayon = 7.0 m ; X , Y = ( 113.0 17.0 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 4.629 cercle n° 9

----- =====

Rayon = 7.0 m ; X , Y = ( 113.0 17.0 )

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabapt -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
 - 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. 3 tang.)

	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
			(m)	(m)	(m)	(m)		-----	
---	Cercle n° 1 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	106.3	à	108.5	m	---		
	1	2	11.1	8.9	113.0	20.0	( 34 )	9.514	9.354
---	Cercle n° 2 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.7	à	108.5	m	---		
(1)	2	2	11.1	8.9	115.0	20.0	( 33 )	10.804	10.569
---	Cercle n° 3 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.0	à	108.5	m	---		
	3	2	11.1	6.9	113.0	18.0	( 27 )	9.309	9.146
(1)	4	2	11.1	6.9	115.0	18.0	( 27 )	11.991	11.641
---	Cercle n° 5 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	108.2	à	108.5	m	---		
	5	2	11.1	4.9	113.0	16.0	( 26 )	10.487	10.285
---	Cercle n° 6 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	105.5	à	108.5	m	---		
	6	2	11.1	6.9	111.0	18.0	( 27 )	9.793	9.498
---	Cercle n° 7 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	106.3	à	108.5	m	---		
	7	2	11.1	8.9	113.0	20.0	( 31 )	9.510	9.350
---	Cercle n° 8 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.8	à	108.5	m	---		
	8	2	11.1	6.9	114.0	18.0	( 29 )	10.137	9.923
---	Cercle n° 9 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.5	à	108.5	m	---		
	9	2	11.1	5.9	113.0	17.0	( 27 )	9.721	9.556
---	Cercle n° 10 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	106.3	à	108.5	m	---		
	10	2	11.1	6.9	112.0	15.0	( 30 )	8.409	8.216
---	Cercle n° 11 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.3	à	108.5	m	---		
(1)	11	2	11.1	4.9	112.0	16.0	( 23 )	8.746	8.471
---	Cercle n° 12 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	104.8	à	108.5	m	---		
	12	2	11.1	6.9	110.0	18.0	( 27 )	15.997	15.412
---	Cercle n° 13 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	105.6	à	108.5	m	---		
	13	2	11.1	8.9	112.0	20.0	( 34 )	9.375	9.206
---	Cercle n° 14 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.0	à	108.5	m	---		
	14	2	11.1	6.9	113.0	18.0	( 27 )	9.300	9.137

NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
---	Cercle n° 15 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	106.7	à	108.5	m	---	
15	2	11.1	5.9	112.0	17.0	( 27 )	8.175	7.956
---	Cercle n° 16 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	108.3	à	108.5	m	---	
(1) 16	2	11.1	5.9	114.0	17.0	( 27 )	11.064	10.797
---	Cercle n° 17 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	108.1	à	108.5	m	---	
17	2	11.1	3.9	112.0	15.0	( 20 )	11.172	10.808
---	Cercle n° 18 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	105.2	à	108.5	m	---	
18	2	11.1	5.9	110.0	17.0	( 26 )	15.977	15.229
---	Cercle n° 19 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	105.9	à	108.5	m	---	
19	2	11.1	7.9	112.0	19.0	( 30 )	8.853	8.676
---	Cercle n° 20 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.5	à	108.5	m	---	
20	2	11.1	5.9	113.0	17.0	( 27 )	9.729	9.564
---	Cercle n° 21 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	105.9	à	108.5	m	---	
21	2	11.1	5.9	111.0	17.0	( 25 )	9.585	9.220
---	Cercle n° 22 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	106.9	à	108.5	m	---	
22	2	11.1	6.6	112.7	17.7	( 32 )	8.962	8.787
---	Cercle n° 23 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	107.7	à	108.5	m	---	
23	2	11.1	5.2	112.7	16.3	( 26 )	9.417	9.233
---	Cercle n° 24 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	106.5	à	108.5	m	---	
24	2	11.1	5.2	111.3	16.3	( 26 )	9.165	8.795
---	Cercle n° 25 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de	105.9	à	108.5	m	---	
25	2	11.1	6.6	111.3	17.7	( 24 )	8.795	8.527

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .5 m

\*\*\*\*\*  
 \* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 2 \*  
 \*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 8.175 cercle n° 15

----- \*\*\*\*\*

Rayon = 5.9 m ; X , Y = ( 112.0 17.0 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 7.956 cercle n° 15

----- =====

Rayon = 5.9 m ; X , Y = ( 112.0 17.0 )

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
 - 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. 3 tang.)

	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)	
			(m)	(m)	(m)	(m)		-----		
---	Cercle n° 1 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.7 à 108.5 m						---		
	1	3	11.5	8.5	113.0	20.0	( 34 )	9.723	9.586	
---	Cercle n° 2 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 108.1 à 108.5 m						---		
(1)	2	3	11.5	8.5	115.0	20.0	( 33 )	10.896	10.644	
---	Cercle n° 3 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.4 à 108.5 m						---		
	3	3	11.5	6.5	113.0	18.0	( 30 )	9.037	8.880	
(1)	4	3	11.5	6.5	115.0	18.0	( 27 )	11.285	10.888	
	5	3	11.5	4.5	113.0	16.0	( 23 )	10.858	10.684	
---	Cercle n° 6 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.9 à 108.5 m						---		
	6	3	11.5	6.5	111.0	18.0	( 27 )	10.154	9.831	
---	Cercle n° 7 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.7 à 108.5 m						---		
	7	3	11.5	8.5	113.0	20.0	( 33 )	9.722	9.585	
---	Cercle n° 8 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 108.2 à 108.5 m						---		
	8	3	11.5	6.5	114.0	18.0	( 29 )	10.291	10.054	
---	Cercle n° 9 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.9 à 108.5 m						---		
	9	3	11.5	5.5	113.0	17.0	( 27 )	9.136	8.946	
---	Cercle n° 10 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.6 à 108.5 m						---		
	10	3	11.5	6.5	112.0	18.0	( 26 )	8.595	8.403	
---	Cercle n° 11 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.6 à 108.5 m						---		
(1)	11	3	11.5	4.5	112.0	16.0	( 24 )	10.108	9.844	
---	Cercle n° 12 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.2 à 108.5 m						---		
	12	3	11.5	6.5	110.0	18.0	( 26 )	16.135	15.446	
---	Cercle n° 13 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.0 à 108.5 m						---		
	13	3	11.5	8.5	112.0	20.0	( 32 )	9.198	9.044	
---	Cercle n° 14 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.4 à 108.5 m						---		
	14	3	11.5	6.5	113.0	18.0	( 30 )	9.036	8.879	

NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)	
---	Cercle n° 15 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.1 à 108.5 m ---							
15	3	11.5	5.5	112.0	17.0	( 26 )	9.034	8.822	
---	Cercle n° 16 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.3 à 108.5 m ---							
16	3	11.5	7.5	112.0	19.0	( 32 )	8.722	8.555	
---	Cercle n° 17 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.9 à 108.5 m ---							
17	3	11.5	7.2	112.7	18.7	( 32 )	9.068	8.927	
---	Cercle n° 18 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 107.5 à 108.5 m ---							
18	3	11.5	5.8	112.7	17.3	( 29 )	8.746	8.582	
---	Cercle n° 19 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 106.4 à 108.5 m ---							
19	3	11.5	5.8	111.3	17.3	( 26 )	9.620	9.307	
---	Cercle n° 20 :	Poids de l'eau ajouté aux tranches de 105.9 à 108.5 m ---							
20	3	11.5	7.2	111.3	18.7	( 28 )	9.579	9.337	

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .4 m

\*\*\*\*\*  
 \* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 3 \*  
 \*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 8.595 cercle n° 10  
 ----- \*\*\*\*\*  
 Rayon = 6.5 m ; X , Y = ( 112.0 18.0 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 8.403 cercle n° 10  
 ----- =====  
 Rayon = 6.5 m ; X , Y = ( 112.0 18.0 )

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ---- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

\*\*\*\*\*  
 \* S Y N T H E S E des R E S U L T A T S \*  
 \*\*\*\*\*

CAS ETUDIE :  
 \*\*\*\*\*

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité aval  
 - 1 - pentes 1.82 (réservoir rempli) (auto. 3 tang.)

Tous les cercles tangents aux profondeurs : 10.0 11.1 11.5  
 APRES 65 CERCLES CALCULES EN RECHERCHE AUTOMATIQUE ON TROUVE :  
 \*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 5.086 cercle n° 9  
 ----- \*\*\*\*\*

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 10.0 m  
 Rayon = 7.0 m ; X , Y = ( 113.0 17.0 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 4.629 cercle n° 9  
 ----- =====

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 10.0 m  
 Rayon = 7.0 m ; X , Y = ( 113.0 17.0 )

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

-----  
 (POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG
5.086	112.98	17.00	7.00	9	1
5.246	112.99	18.00	8.00	3	1
5.251	112.98	18.00	8.00	16	1
5.349	113.68	17.70	7.70	17	1
5.401	112.27	16.29	6.29	19	1
5.495	113.98	17.99	7.99	8	1
5.511	112.98	19.00	9.00	13	1
5.520	112.98	16.00	6.00	5	1
5.628	112.27	17.70	7.70	20	1
5.718	111.98	17.00	7.00	15	1

NB: aucun cercle de surface dans les 10 cercles critiques  
 \*\* [Identifiés entre 0.0 et 1.0 m de prof. dans le massif]

\*

Fichier des données : sebik3.dat      Fichier des sorties : sebik3.sor

Le 10 JUIN 1988 à 19 H. 25 -- sebik3.sor      PAGE 1

-----  
Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
-----

M E T H O D E   D E   B I S H O P   S I M P L I F I E E

-----  
--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont

- 3 - pentes 1.64 (auto. 3 tangentes)

CONTROLE DES DONNEES

-----  
Nombre de tangentes limites            3            [ max.= 4 ]  
Nombre de sections verticales        11           [ max.= 16 ]  
Nombre de frontières entre sols       7            [ max.= 12 ]  
Nombre de lignes équipressions       0            [ max.= 12 ]  
Nombre de pts défin. la cohésion      0            [ max.= 12 ]  
Nombre de charge. unif. répartis      0            [ max.= 10 ]  
Nombre de chargements concentrés    0            [ max.= 10 ]

Coefficients sismiques    s1= .00    s2= .00

\*\*\* SYSTEME METRIQUE \*\*\* kilo-Newton - mètre

[ Dr eau = 9.81 ]

Recherche automatique du cercle critique

Centre de départ (x,y) =            117.0   20.0

Pas de rotation autour du pivot =    1.0   m

Ecart pour changement de pivot =   -1.0   %

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, 10.0, 11.1, 11.5,

( nbr. max. de cercles pouvant être calculés pour chaque tangente = 66 )

G E O M E T R I E

-----  
sections n° :    1.    2.    3.    4.    5.    6.    7.    8.    9.    10.   11.  
  
abscisses x =   100.0 108.0 108.1 113.0 114.0 114.1 115.5 116.0 116.1 120.5 150.0  
  
bas-fissure     12.7 12.7 12.7 15.5 15.5 15.5 15.5 15.0 15.0 12.7 12.7  
  
eau-fissure     12.7 12.7 12.7 15.5 15.5 15.5 15.5 15.0 15.0 12.7 12.7

GEOMETRIE (suite ...)

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.
abscisses x =	100.0	108.0	108.1	113.0	114.0	114.1	115.5	116.0	116.1	120.5	150.0

-----											
frontière 1	12.7	12.7	12.7	15.5	15.5	15.5	15.5	15.0	15.0	12.7	12.7
frontière 2	12.7	12.7	12.7	15.5	15.5	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7	12.7
frontière 3	12.7	12.7	12.7	15.5	11.9	15.5	11.9	12.7	11.9	12.7	12.7
frontière 4	12.7	11.9	12.7	11.9	11.9	11.9	11.9	12.7	11.9	12.7	12.7
frontière 5	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
frontière 6	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
frontière 7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

PROPRIETES DES SOLS

-----				
COUCHE	COHESION kPa	FROTTEMENT DEG.	DENSITE kN/m <sup>3</sup>	DESCRIPTION
1	.0	40.0	12.0	tout venant
2	110.0	12.0	15.0	noyau term.
3	.0	40.0	12.0	gabions
4	50.0	15.0	17.0	argile fond.
5	.0	34.0	18.0	sable fond.
6	50.0	15.0	17.0	argile fond.



-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E  
 -----

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont  
 - 3 - pentes 1.64 (auto. 3 tangentes)

	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
			(m)	(m)	(m)	(m)		-----	
	1	1	10.0	10.0	117.0	20.0	( 32 )	11.951	11.260
(1)	2	1	10.0	10.0	119.0	20.0	( 32 )	7.718	7.063
(1)	3	1	10.0	10.0	121.0	20.0	( 33 )	7.581	6.889
(1)	4	1	10.0	10.0	123.0	20.0	( 30 )	16.719	16.244
	5	1	10.0	8.0	121.0	18.0	( 31 )	9.530	8.797
	6	1	10.0	10.0	119.0	20.0	( 32 )	7.707	7.050
	7	1	10.0	12.0	121.0	22.0	( 36 )	7.747	7.122
	8	1	10.0	10.0	122.0	20.0	( 35 )	10.816	10.216
	9	1	10.0	9.0	121.0	19.0	( 31 )	8.203	7.494
	10	1	10.0	10.0	120.0	20.0	( 35 )	7.142	6.452
(1)	11	1	10.0	10.0	122.0	20.0	( 35 )	10.807	10.206
	12	1	10.0	8.0	120.0	18.0	( 31 )	7.033	6.261
(1)	13	1	10.0	8.0	122.0	18.0	( 31 )	15.202	14.673

ATTENTION problème d'intersection de la droite x1,y1 - x2,y2 114.0 11.9 - 114.1 15.5  
 \*\*\*\*\* ----- % du cercle xc,yc - ray. 120.0 15.9 - 5.9

discriminant = -2386.244000 mis à zéro ??

	14	1	10.0	5.9	120.0	15.9	( 22 )	7.656	6.606
	15	1	10.0	8.0	118.0	18.0	( 29 )	7.627	6.863
	16	1	10.0	10.0	120.0	20.0	( 35 )	7.135	6.442
	17	1	10.0	8.0	121.0	18.0	( 31 )	9.518	8.782
	18	1	10.0	7.0	120.0	17.0	( 28 )	9.220	8.537
	19	1	10.0	8.0	119.0	18.0	( 29 )	6.744	5.956
(1)	20	1	10.0	5.9	119.0	15.9	( 26 )	7.557	6.732
	21	1	10.0	8.0	117.0	18.0	( 29 )	9.729	8.923
	22	1	10.0	10.0	119.0	20.0	( 32 )	7.715	7.057
	23	1	10.0	8.0	120.0	18.0	( 31 )	7.022	6.247
	24	1	10.0	7.0	119.0	17.0	( 31 )	6.519	5.636
(1)	25	1	10.0	7.0	121.0	17.0	( 28 )	11.162	10.526
	26	1	10.0	4.9	119.0	14.9		Cercle non calculé	

Le centre du cercle est en-dessous de sa sortie du talus ??

	27	1	10.0	7.0	117.0	17.0	( 28 )	8.838	7.937
	28	1	10.0	9.0	119.0	19.0	( 31 )	7.181	6.470
	29	1	10.0	7.0	118.0	17.0	( 26 )	7.056	6.197
	30	1	10.0	7.6	119.7	17.6	( 30 )	6.808	6.006
	31	1	10.0	6.2	119.7	16.2	( 26 )	8.975	8.216
	32	1	10.0	6.2	118.3	16.2	( 24 )	6.580	5.619
	33	1	10.0	7.6	118.3	17.6	( 29 )	7.111	6.319

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .6 m

\*\*\*\*\*  
\* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 1 \*  
\*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 6.519 cercle n° 24  
----- \*\*\*\*\*

Rayon = 7.0 m ; X , Y = ( 119.0 17.0 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 5.619 cercle n° 32  
----- =====

Rayon = 6.2 m ; X , Y = ( 118.3 16.2 )

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E  
 -----

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

\*\*\*\*\*  
 \* S Y N T H E S E des R E S U L T A T S \*  
 \*\*\*\*\*

CAS ETUDIE :  
 \*\*\*\*\*

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont  
 - 3 - pentes 1.64 (auto. point fixe)

Tous les cercles passent par le point : 115.5 , 15.5

APRES 30 CERCLES CALCULES EN RECHERCHE AUTOMATIQUE ON TROUVE :  
 \*\*\*\*\*

NOTER que pour seulement 18 cercles on a des résultats valides

F.S. MINIMUM (Bishop) = 1.641 cercle n° 18  
 ----- \*\*\*\*\*  
 Rayon = 3.9 m ; X , Y = ( 118.3 18.3 )  
  
 F.S. MINIMUM (Ordin.) = 1.637 cercle n° 18  
 ----- =====  
 Rayon = 3.9 m ; X , Y = ( 118.3 18.3 )

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT  
 =====  
 (POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	(surf.)
1.641	118.29	18.29	3.95	18	( .0 )
1.659	118.99	18.99	4.94	27	( .1 )
1.659	119.00	19.00	4.95	9	( .1 )
1.669	119.70	19.70	5.94	16	( .1 )
1.733	120.00	18.99	5.69	13	( .4 )
1.734	118.99	18.00	4.29	14	( .3 )
1.735	119.29	18.29	4.71	23	( .4 )
1.735	119.00	18.00	4.30	1	( .3 )
1.740	118.29	17.29	3.31	24	( .3 )
1.781	119.70	18.29	5.04	17	( .5 )

NB: dans les 10 cercles les plus critiques il y a des cercles de surface  
 \*\* [ Identifiés entre 0.0 et 1.0 m de profondeur dans le massif ]

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E  
 -----

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont  
 - 3 - pentes 1.64 (auto. 3 tangentes)

	NDERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP) -----	FS (ord.)
	1	2	11.1	8.9	117.0	20.0	( 31 )	11.669	11.229
(1)	2	2	11.1	8.9	119.0	20.0	( 33 )	9.039	8.589
(1)	3	2	11.1	8.9	121.0	20.0	( 36 )	15.595	15.333
	4	2	11.1	6.9	119.0	18.0	( 30 )	9.129	8.654
	5	2	11.1	8.9	117.0	20.0	( 29 )	11.647	11.206
	6	2	11.1	10.9	119.0	22.0	( 34 )	10.090	9.700
	7	2	11.1	8.9	120.0	20.0	( 35 )	10.577	10.197
	8	2	11.1	7.9	119.0	19.0	( 30 )	8.745	8.263
(1)	9	2	11.1	7.9	121.0	19.0	( 33 )	16.420	16.179
	10	2	11.1	5.9	119.0	17.0	( 25 )	11.049	10.639
	11	2	11.1	7.9	117.0	19.0	( 27 )	10.667	10.176
	12	2	11.1	9.9	119.0	21.0	( 33 )	9.513	9.095
	13	2	11.1	7.9	120.0	19.0	( 33 )	12.210	11.886
	14	2	11.1	6.9	119.0	18.0	( 30 )	9.100	8.622
	15	2	11.1	7.9	118.0	19.0	( 31 )	8.921	8.436
	16	2	11.1	8.9	119.0	20.0	( 33 )	9.032	8.582
	17	2	11.1	8.6	119.7	19.7	( 33 )	9.822	9.408
	18	2	11.1	7.2	119.7	18.3	( 32 )	12.151	11.813
	19	2	11.1	7.2	118.3	18.3	( 30 )	8.412	7.894
(1)	20	2	11.1	7.2	120.3	18.3	( 32 )	13.839	13.527
	21	2	11.1	5.2	118.3	16.3	( 23 )	10.865	10.480
	22	2	11.1	7.2	116.3	18.3	( 28 )	12.741	12.158
	23	2	11.1	9.2	118.3	20.3	( 34 )	9.515	9.082
	24	2	11.1	7.2	119.3	18.3	( 31 )	9.724	9.293
	25	2	11.1	6.2	118.3	17.3	( 26 )	8.288	7.725
(1)	26	2	11.1	6.2	120.3	17.3	( 27 )	16.912	16.736
	27	2	11.1	4.2	118.3	15.3		Cercle non calculé	
								Le centre du cercle est en-dessous de sa sortie du talus ??	
	28	2	11.1	6.2	116.3	17.3	( 25 )	11.725	11.035
	29	2	11.1	8.2	118.3	19.3	( 31 )	8.892	8.420
	30	2	11.1	6.2	119.3	17.3	( 29 )	11.376	10.981
	31	2	11.1	5.2	118.3	16.3	( 23 )	10.908	10.507
	32	2	11.1	6.2	117.3	17.3	( 29 )	8.691	8.078
	33	2	11.1	7.2	118.3	18.3	( 29 )	8.423	7.906
	34	2	11.1	6.9	119.0	18.0	( 30 )	9.078	8.599
	35	2	11.1	5.4	119.0	16.6	( 25 )	10.831	10.371
	36	2	11.1	5.4	117.6	16.6	( 27 )	8.158	7.495
(1)	37	2	11.1	5.4	119.6	16.5	( 24 )	15.043	14.901

NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
38	2	11.1	3.4	117.6	14.6		Cercle non calculé Le centre du cercle est en-dessous de sa sortie du talus ??	
39	2	11.1	5.4	115.6	16.5	( 24 )	17.247	16.211
40	2	11.1	7.4	117.6	18.5	( 30 )	9.119	8.607
41	2	11.1	5.4	118.6	16.5	( 27 )	10.850	10.435
42	2	11.1	4.4	117.6	15.6	( 22 )	9.814	9.277
43	2	11.1	5.4	116.6	16.5	( 23 )	9.926	9.177
44	2	11.1	6.4	117.6	17.5	( 28 )	8.494	7.917
45	2	11.1	6.2	118.3	17.3	( 26 )	8.277	7.712
46	2	11.1	4.7	118.3	15.9	( 24 )	10.594	10.116
47	2	11.1	4.7	116.8	15.9	( 25 )	8.853	8.004
48	2	11.1	6.2	116.8	17.3	( 25 )	9.504	8.874

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Epaisseur moyenne des tranches = .5 m

\*\*\*\*\*  
\* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 2 \*  
\*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 8.158 cercle n° 36

----- \*\*\*\*\*

Rayon = 5.4 m ; X , Y = ( 117.6 16.6 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 7.495 cercle n° 36

----- =====

Rayon = 5.4 m ; X , Y = ( 117.6 16.6 )

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

-----  
 --- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont  
 - 3 - pentes 1.64 (auto. 3 tangentes)

	NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
	1	3	11.5	8.5	117.0	20.0	( 35 )	10.369	9.941
(1)	2	3	11.5	8.5	119.0	20.0	( 35 )	9.382	9.015
(1)	3	3	11.5	8.5	121.0	20.0	( 37 )	16.975	16.753
	4	3	11.5	6.5	119.0	18.0	( 28 )	12.009	11.731
	5	3	11.5	8.5	117.0	20.0	( 32 )	10.355	9.926
	6	3	11.5	10.5	119.0	22.0	( 37 )	9.721	9.376
	7	3	11.5	8.5	120.0	20.0	( 36 )	13.161	12.915
	8	3	11.5	7.5	119.0	19.0	( 32 )	9.732	9.372
	9	3	11.5	8.5	118.0	20.0	( 32 )	8.799	8.388
(1)	10	3	11.5	8.5	120.0	20.0	( 36 )	13.186	12.942
	11	3	11.5	6.5	118.0	18.0	( 29 )	8.054	7.568
(1)	12	3	11.5	6.5	120.0	18.0	( 30 )	15.062	14.865
	13	3	11.5	4.5	118.0	16.0	( 24 )	10.746	10.341
	14	3	11.5	6.5	116.0	18.0	( 27 )	13.068	12.389
	15	3	11.5	8.5	118.0	20.0	( 33 )	8.805	8.393
	16	3	11.5	6.5	119.0	18.0	( 28 )	11.992	11.714
	17	3	11.5	5.5	118.0	17.0	( 28 )	8.610	8.125
	18	3	11.5	6.5	117.0	18.0	( 28 )	8.828	8.287
	19	3	11.5	7.5	118.0	19.0	( 31 )	8.283	7.833
	20	3	11.5	7.2	118.7	18.7	( 34 )	9.016	8.619
	21	3	11.5	5.8	118.7	17.3	( 28 )	11.500	11.184
	22	3	11.5	5.8	117.3	17.3	( 27 )	8.054	7.479
	23	3	11.5	7.2	117.3	18.7	( 30 )	8.773	8.292

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

Épaisseur moyenne des tranches = .4 m

\*\*\*\*\*  
\* RESULTATS POUR LA TANGENTE N° : 3 \*  
\*\*\*\*\*

F.S. MINIMUM (Bishop) = 8.054 cercle n° 22  
----- \*\*\*\*\*  
Rayon = 5.8 m ; X , Y = ( 117.3 17.3 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 7.479 cercle n° 22  
----- =====  
Rayon = 5.8 m ; X , Y = ( 117.3 17.3 )

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ---- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

\*\*\*\*\*  
 \* S Y N T H E S E des R E S U L T A T S \*  
 \*\*\*\*\*

CAS ETUDIE :  
 \*\*\*\*\*

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont  
 - 3 - pentes 1.64 (auto. 3 tangentes)

Tous les cercles tangents aux profondeurs : 10.0 11.1 11.5  
 APRES 104 CERCLES CALCULES EN RECHERCHE AUTOMATIQUE ON TROUVE :  
 \*\*\*\*\*

NOTER que pour seulement 101 cercles on a des résultats valides

F.S. MINIMUM (Bishop) = 6.519 cercle n° 24  
 ----- \*\*\*\*\*

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 10.0 m  
 Rayon = 7.0 m ; X , Y = ( 119.0 17.0 )

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 5.619 cercle n° 32  
 ----- =====

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 10.0 m  
 Rayon = 6.2 m ; X , Y = ( 118.3 16.2 )

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT  
 =====  
 (POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG
6.519	118.98	16.95	6.95	24	1
6.580	116.27	16.24	6.24	32	1
6.744	118.98	17.95	7.95	19	1
6.808	119.68	17.65	7.65	30	1
7.022	119.98	17.95	7.95	23	1
7.033	119.99	17.96	7.96	12	1
7.056	117.98	16.95	6.95	29	1
7.111	118.27	17.65	7.65	33	1
7.135	119.98	19.95	9.95	16	1
7.142	120.00	19.97	9.97	10	1

NB: aucun cercle de surface dans les 10 cercles critiques  
 \*\* [Identifiés entre 0.0 et 1.0 m de prof. dans le massif]



\*

Fichier des données : sebik3A.dat      Fichier des sorties : sebik3A.sor

Le 10 JUIN 1988 à 19 H. 23 -- sebik3A.sor PAGE 1

-----  
Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
-----

M E T H O D E   D E   B I S H O P   S I M P L I F I E E

-----  
--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont  
- 3 - pentes 1.64 (auto. point fixe)

CONTROLE DES DONNEES

-----  
Nombre de tangentes limites            0            [ max.= 4 ]  
Nombre de sections verticales        11           [ max.= 16 ]  
Nombre de frontières entre sols       7            [ max.= 12 ]  
Nombre de lignes équipressions       0            [ max.= 12 ]  
Nombre de pts défin. la cohésion      0            [ max.= 12 ]  
Nombre de charge. unif. répartis      0            [ max.= 10 ]  
Nombre de chargements concentrés    0            [ max.= 10 ]

Coefficients sismiques    s1= .00    s2= .00

\*\*\* SYSTEME METRIQUE \*\*\* kilo-Newton - mètre

-----  
[ Dr eau = 9.81 ]

Recherche automatique du cercle critique

Centre de départ (x,y) =            119.0   18.0  
Pas de rotation autour du pivot =     1.0   m  
Ecart pour changement de pivot =    -1.0   %

TOUS LES CERCLES PASSENT PAR LE POINT ( 115.5 , 15.5 )

( nombre maximum total de cercles pouvant être calculés = 100 )

GEOMETRIE

-----  
sections n° :    1.    2.    3.    4.    5.    6.    7.    8.    9.    10.   11.  
abscisses x = 100.0 108.0 108.1 113.0 114.0 114.1 115.5 116.0 116.1 120.5 150.0  
  
bas-fissure    12.7 12.7 12.7 15.5 15.5 15.5 15.5 15.0 15.0 12.7 12.7  
eau-fissure    12.7 12.7 12.7 15.5 15.5 15.5 15.5 15.0 15.0 12.7 12.7

GEOMETRIE (suite ...)

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.
abscisses x =	100.0	108.0	108.1	113.0	114.0	114.1	115.5	116.0	116.1	120.5	150.0
frontière 1	12.7	12.7	12.7	15.5	15.5	15.5	15.5	15.0	15.0	12.7	12.7
frontière 2	12.7	12.7	12.7	15.5	15.5	15.5	15.5	12.7	12.7	12.7	12.7
frontière 3	12.7	12.7	12.7	15.5	11.9	15.5	11.9	12.7	11.9	12.7	12.7
frontière 4	12.7	11.9	12.7	11.9	11.9	11.9	11.9	12.7	11.9	12.7	12.7
frontière 5	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
frontière 6	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
frontière 7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION kPa	FROTTEMENT DEG.	DENSITE kN/m3	DESCRIPTION
1	.0	40.0	12.0	tout venant
2	110.0	12.0	15.0	noyau term.
3	.0	40.0	12.0	gabions
4	50.0	15.0	17.0	argile fond.
5	.0	34.0	18.0	sable fond.
6	50.0	15.0	17.0	argile fond.

-----  
 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes  
 -----

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---  
 ----- chargements -----

P.F.E. - Sébikotane - micro-barrage - stabilité amont  
 - 3 - pentes 1.64 (auto. point fixe)

NCERC	NTANG	PROF(TG) (m)	RAYON (m)	(X)CENTRE (m)	(Y)CENTRE (m)	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
1	1	13.7	4.3	119.0	18.0	( 14 )	1.735	1.668
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.35 m	
(1) 2	1	12.0	6.0	121.0	18.0	( 37 )	17.399	16.830
3	1	12.5	3.5	119.0	16.0	( 23 )	14.559	13.962
4	1	15.1	2.9	117.0	18.0		Cercle	en dehors
5	1	14.3	5.7	119.0	20.0		Cercle	en dehors
6	1	12.8	5.1	120.0	18.0	( 20 )	1.864	1.739
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.79 m	
7	1	13.2	3.8	119.0	17.0	( 18 )	1.950	1.776
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.79 m	
8	1	14.5	3.5	118.0	18.0		Cercle	en dehors
9	1	14.1	4.9	119.0	19.0	( 6 )	1.659	1.648
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.07 m	
(1) 10	1	12.5	6.5	121.0	19.0	( 32 )	17.069	16.590
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.81 m	
11	1	15.2	3.8	117.0	19.0		Cercle	en dehors
12	1	14.5	6.5	119.0	21.0		Cercle	en dehors
13	1	13.3	5.7	120.0	19.0	( 17 )	1.733	1.676
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.41 m	
14	1	13.7	4.3	119.0	18.0	( 14 )	1.734	1.668
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.34 m	
15	1	14.7	4.3	118.0	19.0		Cercle	en dehors
16	1	13.8	5.9	119.7	19.7	( 9 )	1.669	1.653
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.13 m	
17	1	13.2	5.0	119.7	18.3	( 19 )	1.781	1.697
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.53 m	
18	1	14.3	3.9	118.3	18.3	( 6 )	1.641	1.637
Cercle de surface : profondeur dans le massif =							.02 m	

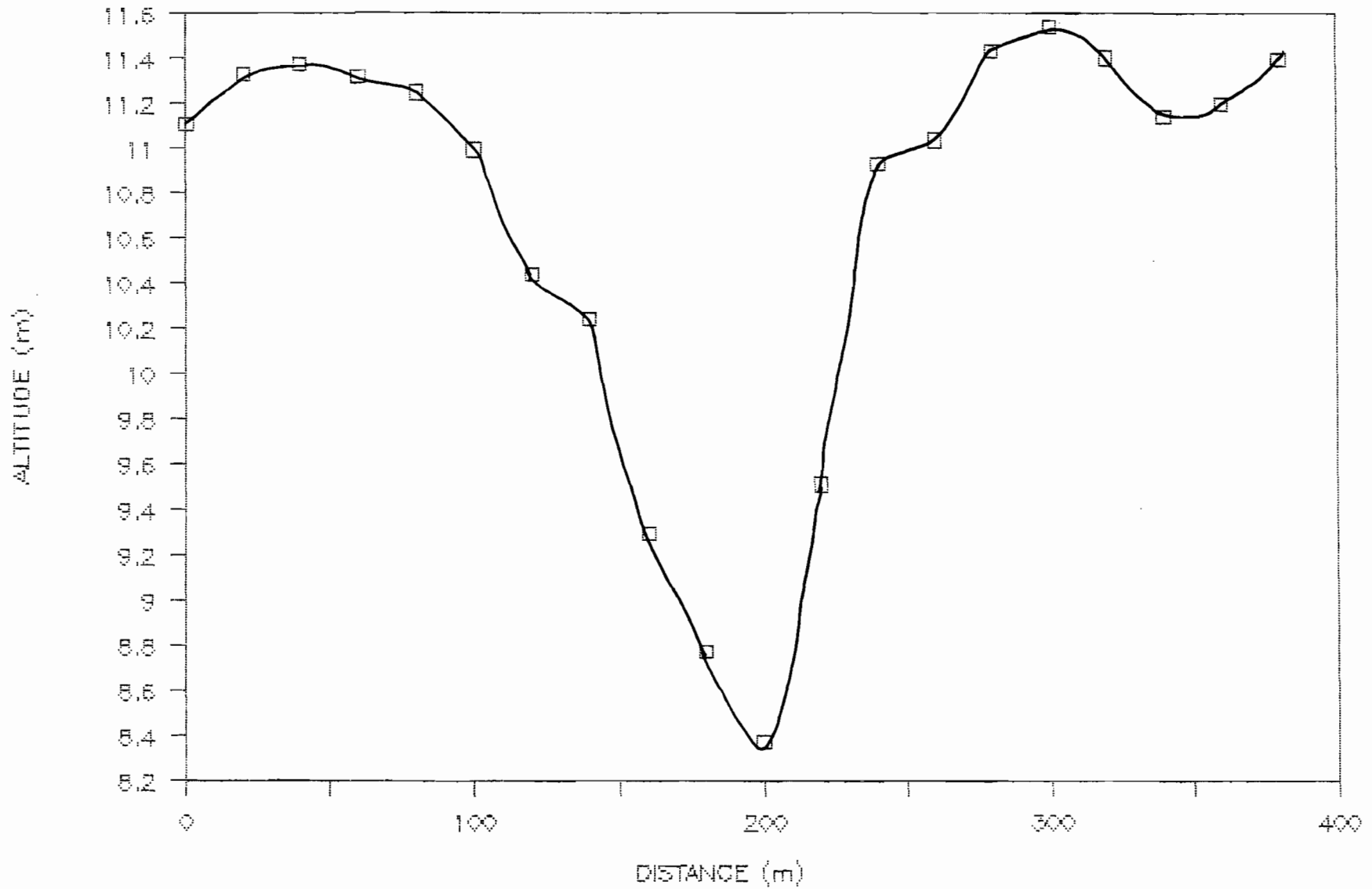
	NCERC	NTANG	PROF(TG)	RAYON	(X)CENTRE	(Y)CENTRE	(Nb.Tr.)	FS (BISHOP)	FS (ord.)
(1)	19	1	12.7	5.5	120.3	18.3	( 21 )	1.847	1.732
			Cercle de surface : profondeur dans le massif =					.79 m	
	20	1	13.4	2.9	118.3	16.3	( 16 )	2.103	1.845
			Cercle de surface : profondeur dans le massif =					.84 m	
	21	1	15.4	2.9	116.3	18.3		Cercle en dehors	
	22	1	14.7	5.5	118.3	20.3		Cercle en dehors	
	23	1	13.6	4.7	119.3	18.3	( 15 )	1.735	1.672
			Cercle de surface : profondeur dans le massif =					.36 m	
	24	1	14.0	3.3	118.3	17.3	( 12 )	1.740	1.657
			Cercle de surface : profondeur dans le massif =					.31 m	
	25	1	15.0	3.3	117.3	18.3		Cercle en dehors	
	26	1	14.6	4.7	118.3	19.3		Cercle en dehors	
	27	1	14.1	4.9	119.0	19.0	( 6 )	1.659	1.648
			Cercle de surface : profondeur dans le massif =					.07 m	
	28	1	13.5	4.1	119.0	17.6	( 16 )	1.805	1.702
			Cercle de surface : profondeur dans le massif =					.50 m	
	29	1	14.6	2.9	117.6	17.6		Cercle en dehors	
	30	1	14.9	4.1	117.6	19.0		Cercle en dehors	

(1) indique le 1er cercle calculé après un changement de pivot (cercle précéd. = pivot)

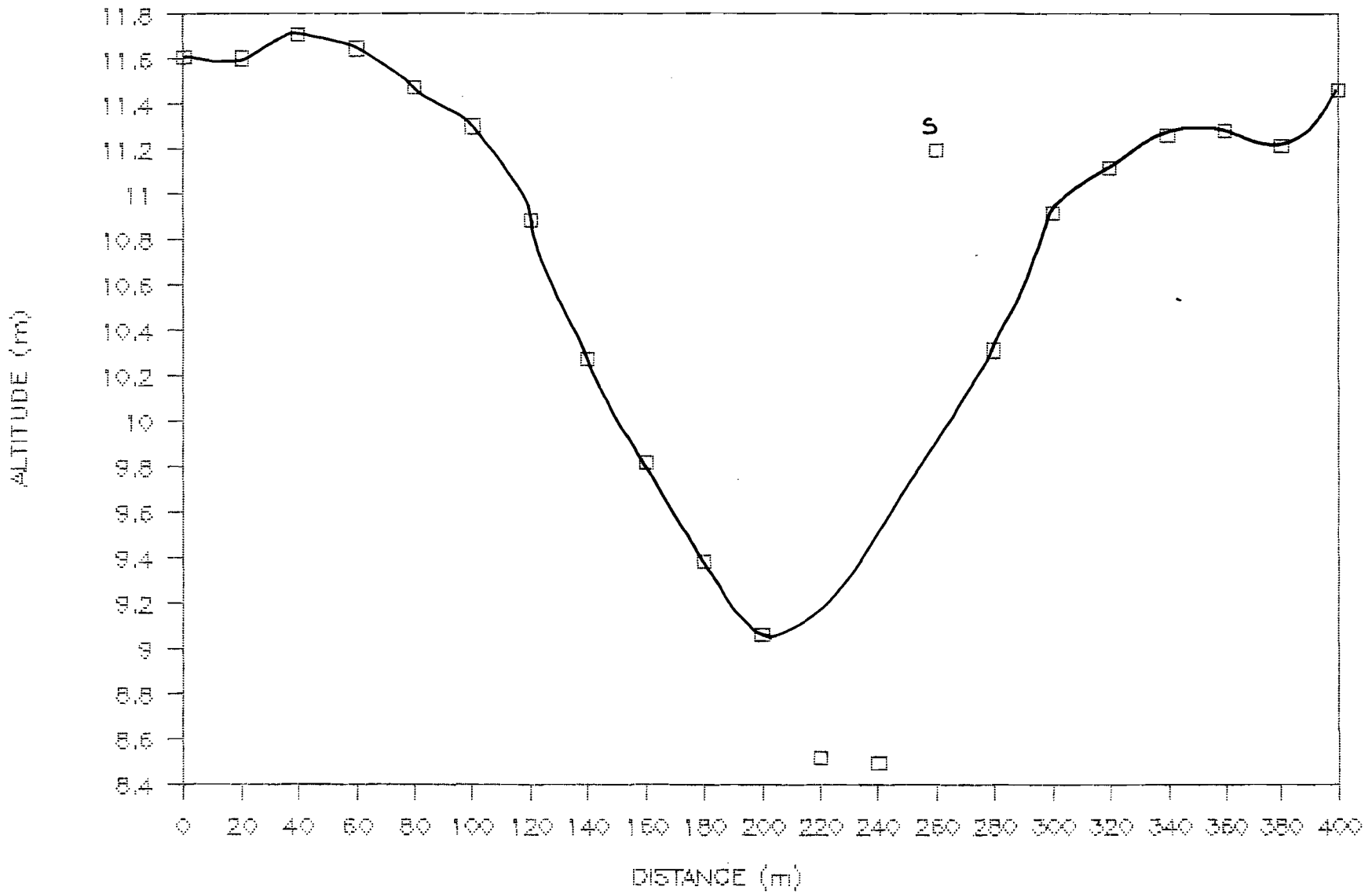
Epaisseur moyenne des tranches = .3 m

ANNEXES V  
COUPES TRANSVERSALES  
DE LA VALLEÉ

# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C1)

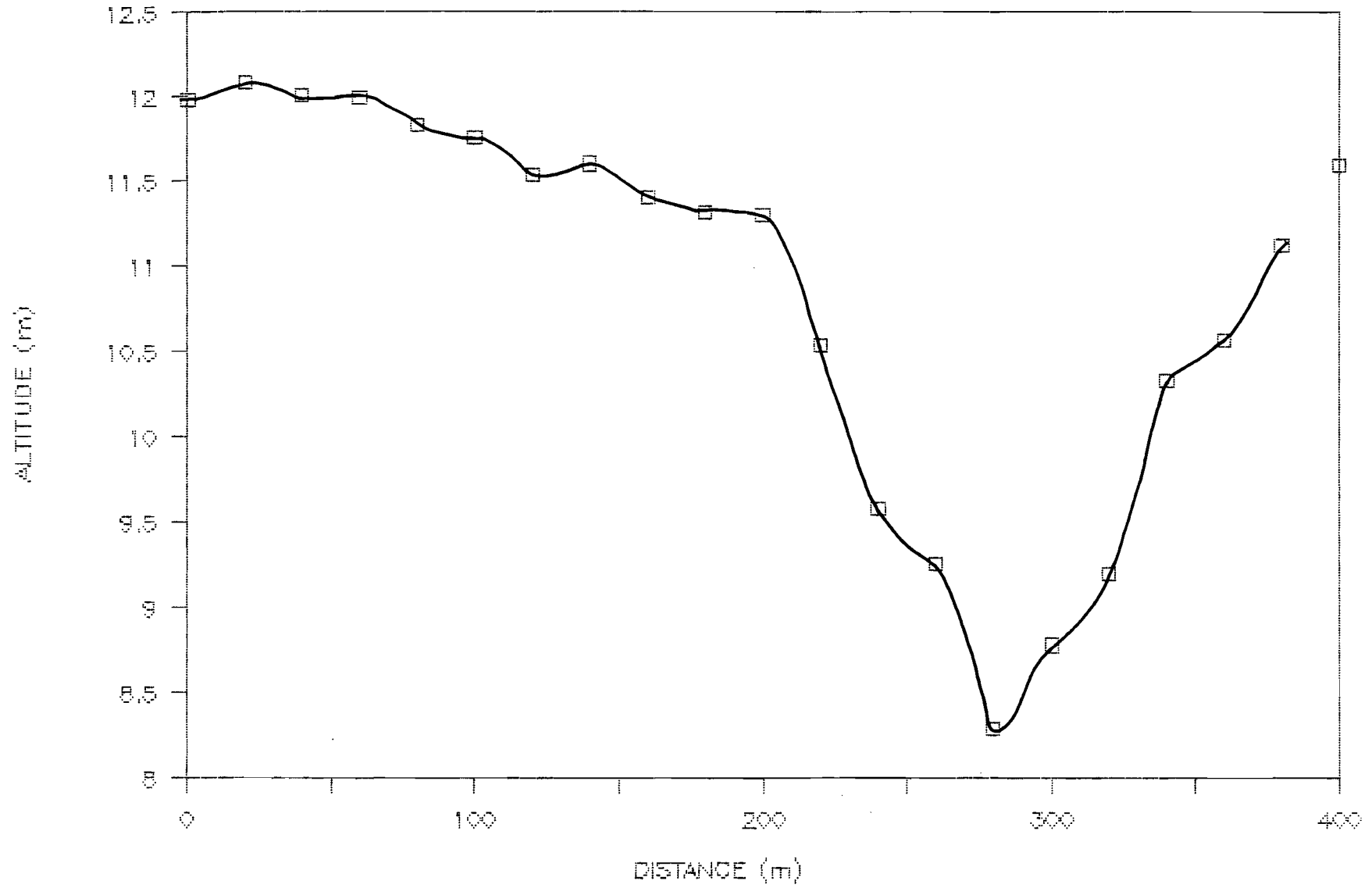


# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C2)



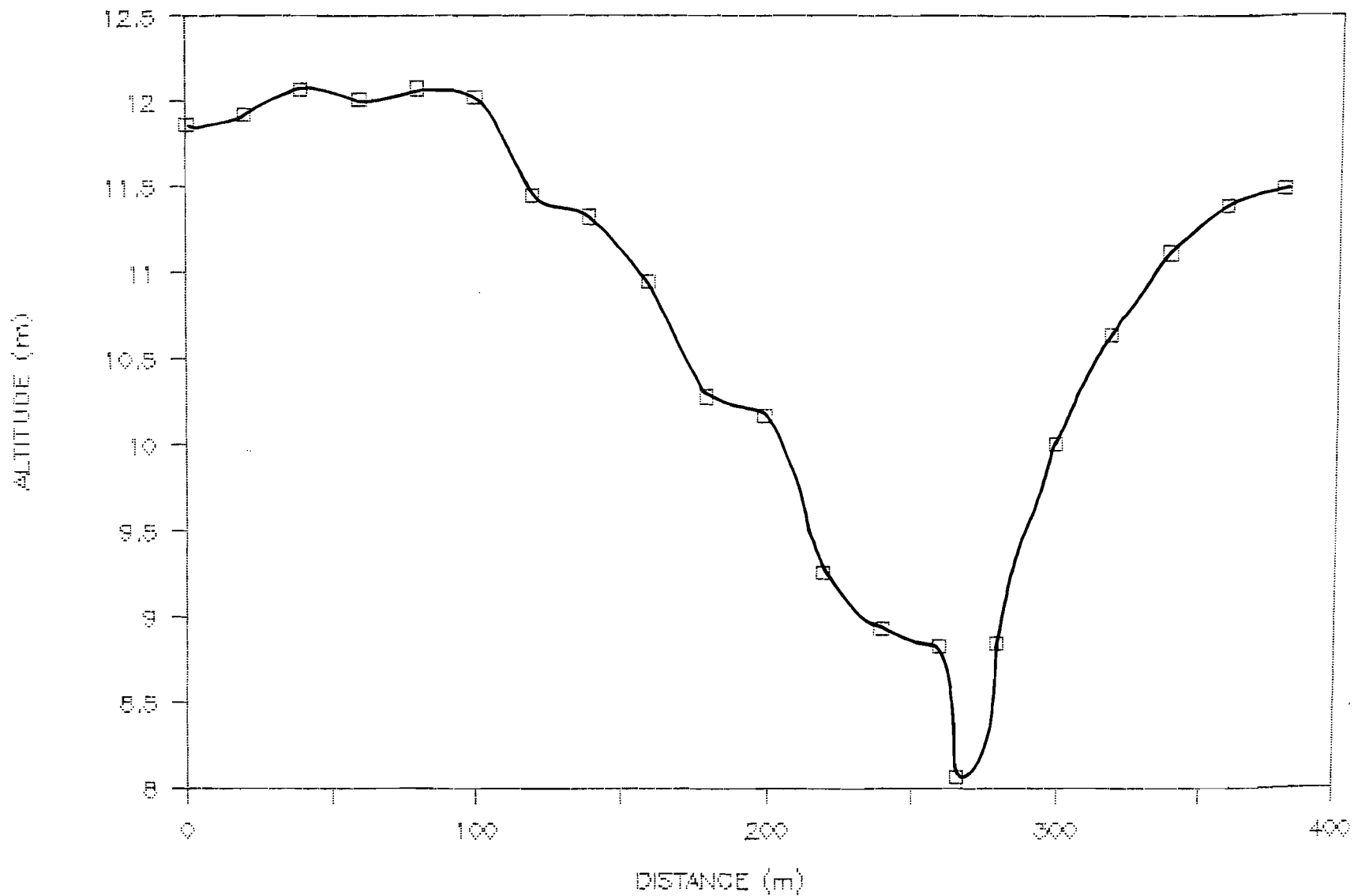
S: points Singuliers

# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C3)





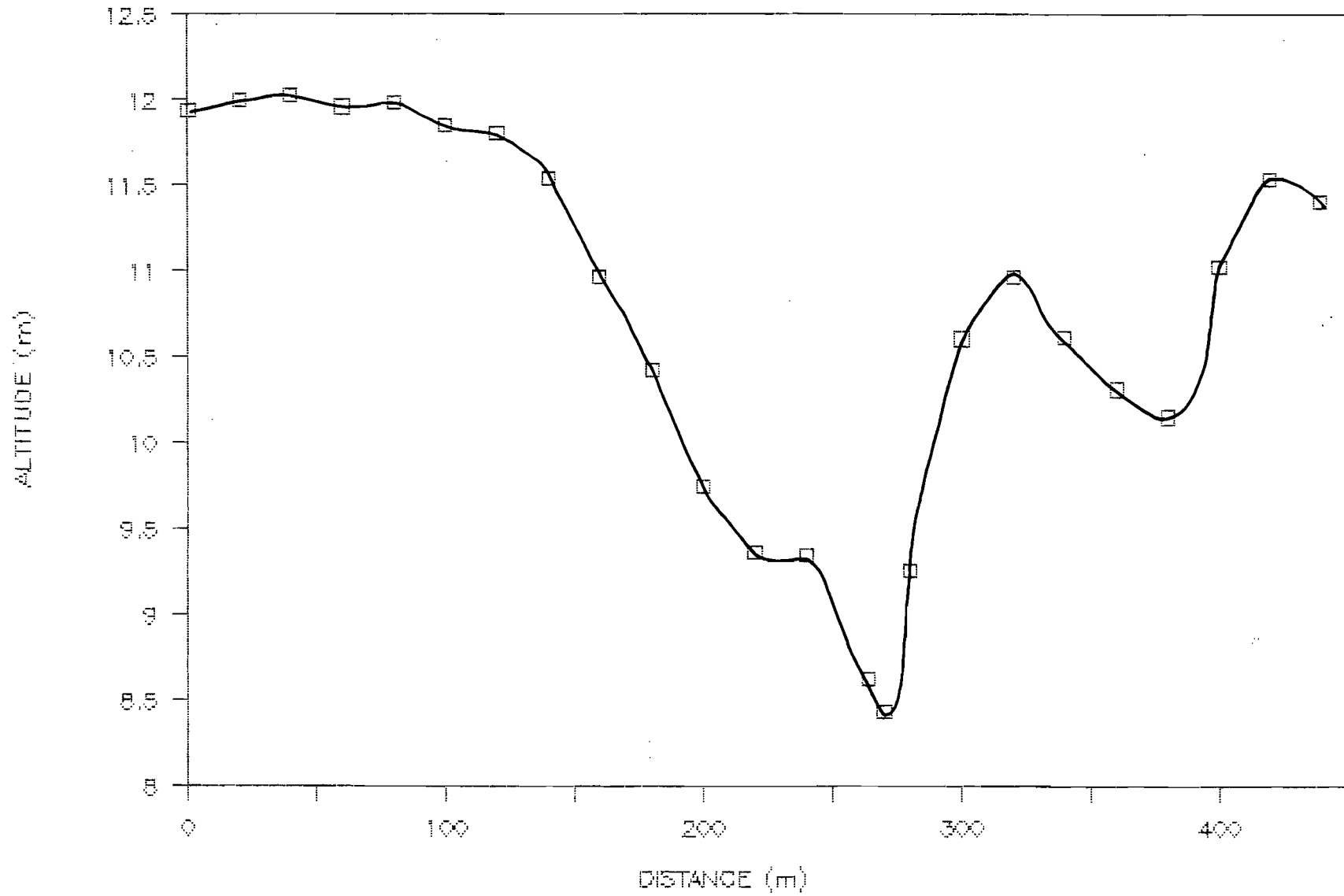
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C4)



A5.4

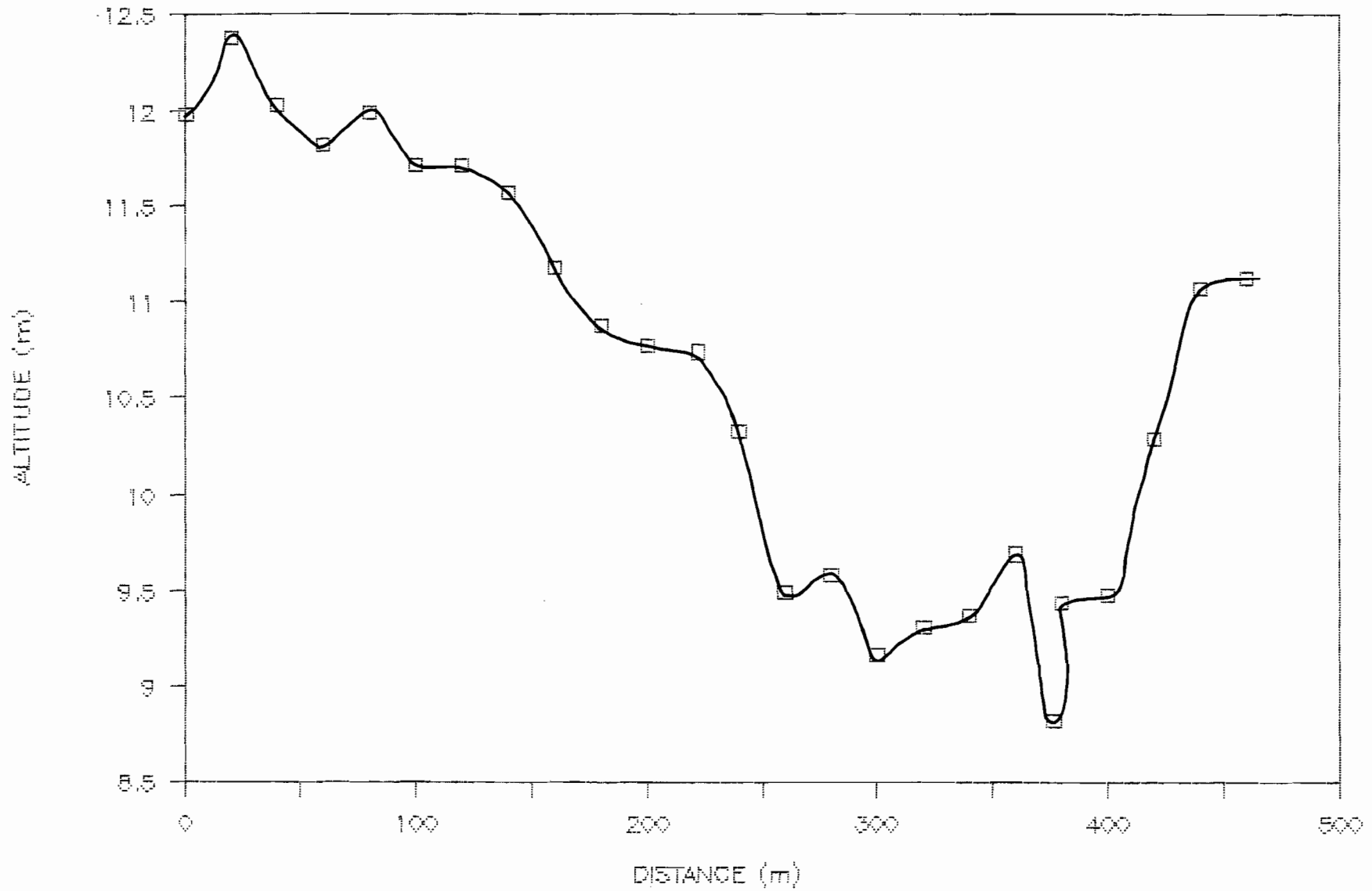
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C5)

A5.5



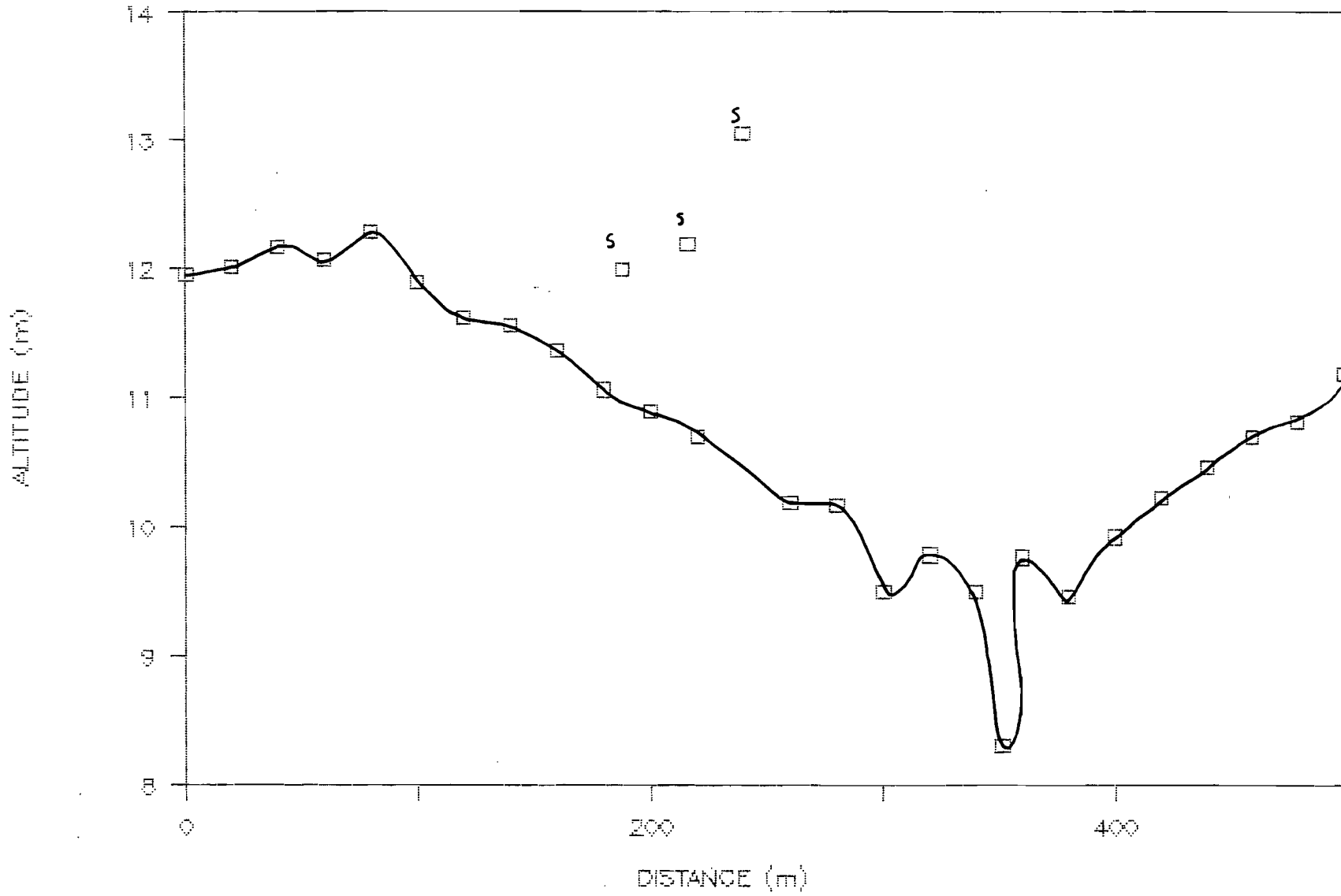
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C6)

A5.6



# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C7)

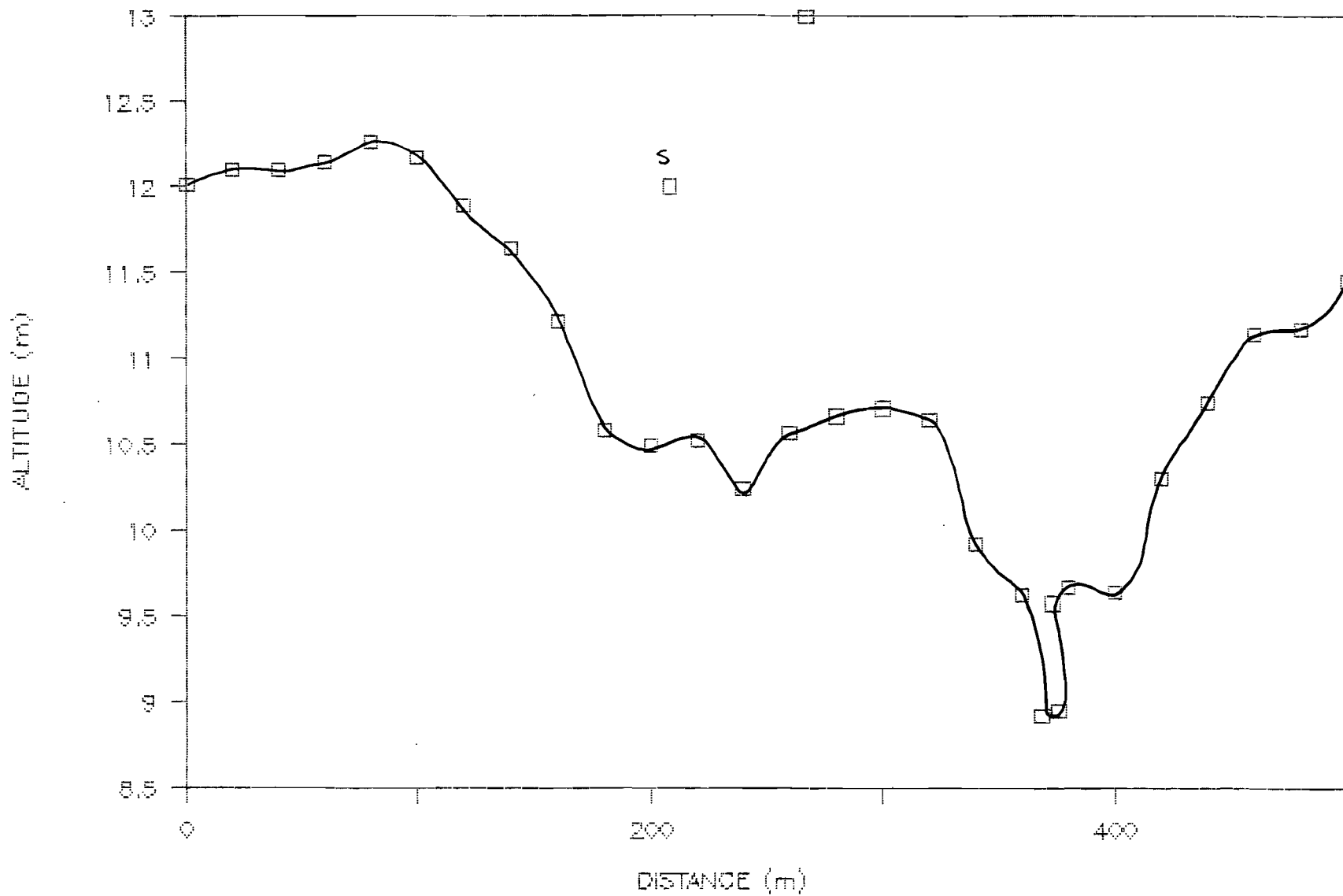
A5.7



S: Points singuliers

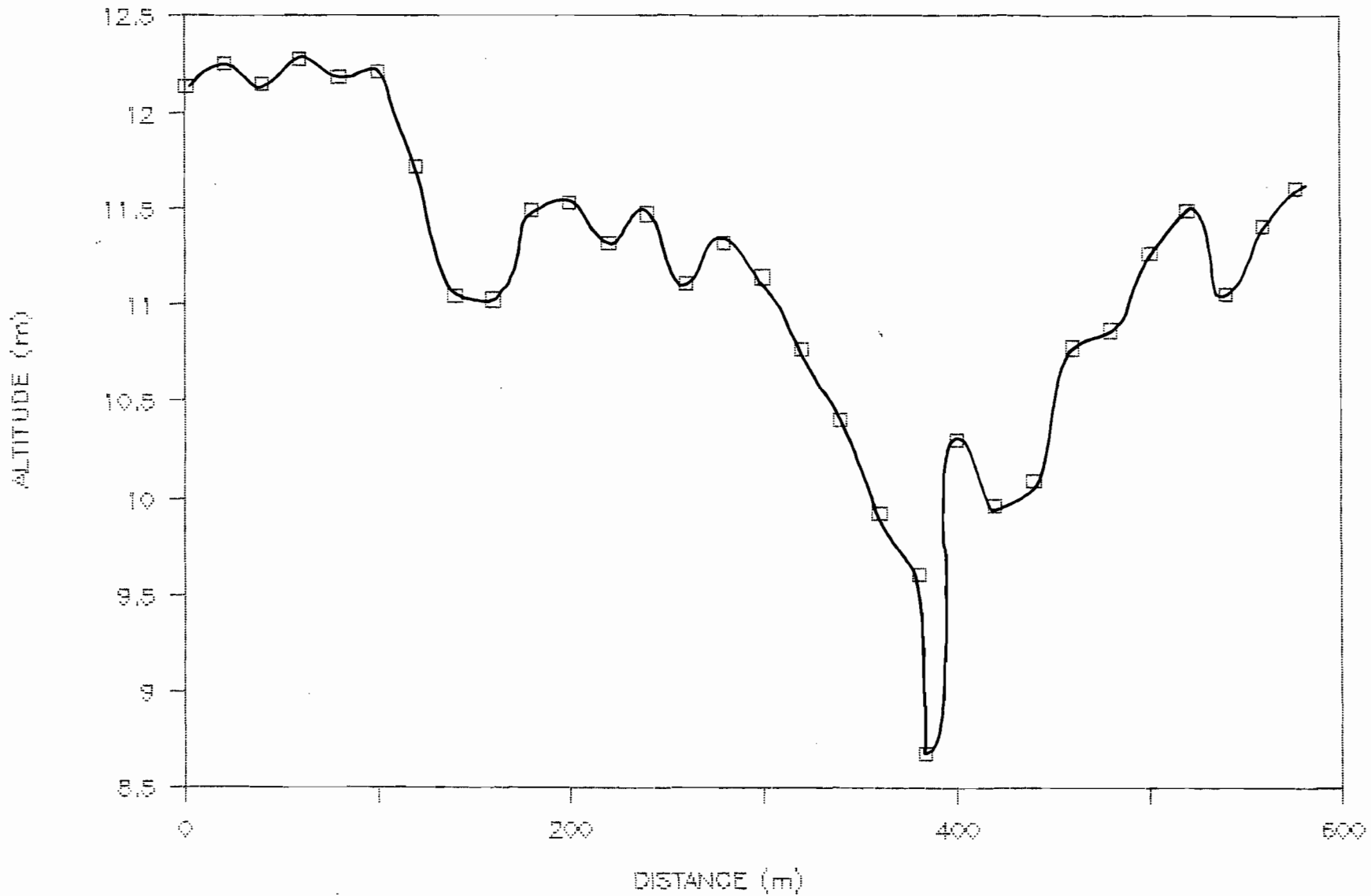
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C8)

A5.8



S: Points Singuliers

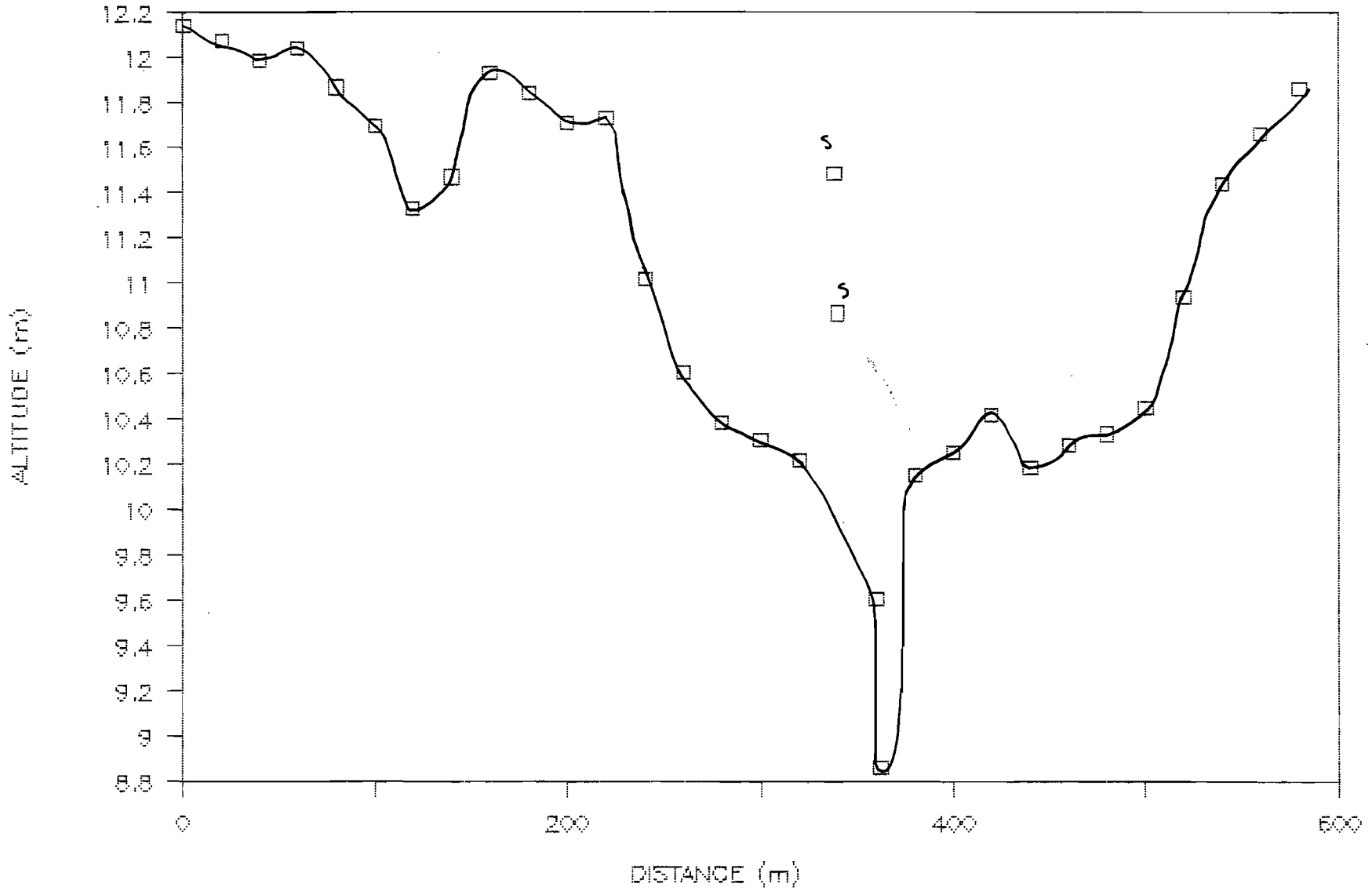
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C9)



A5.9

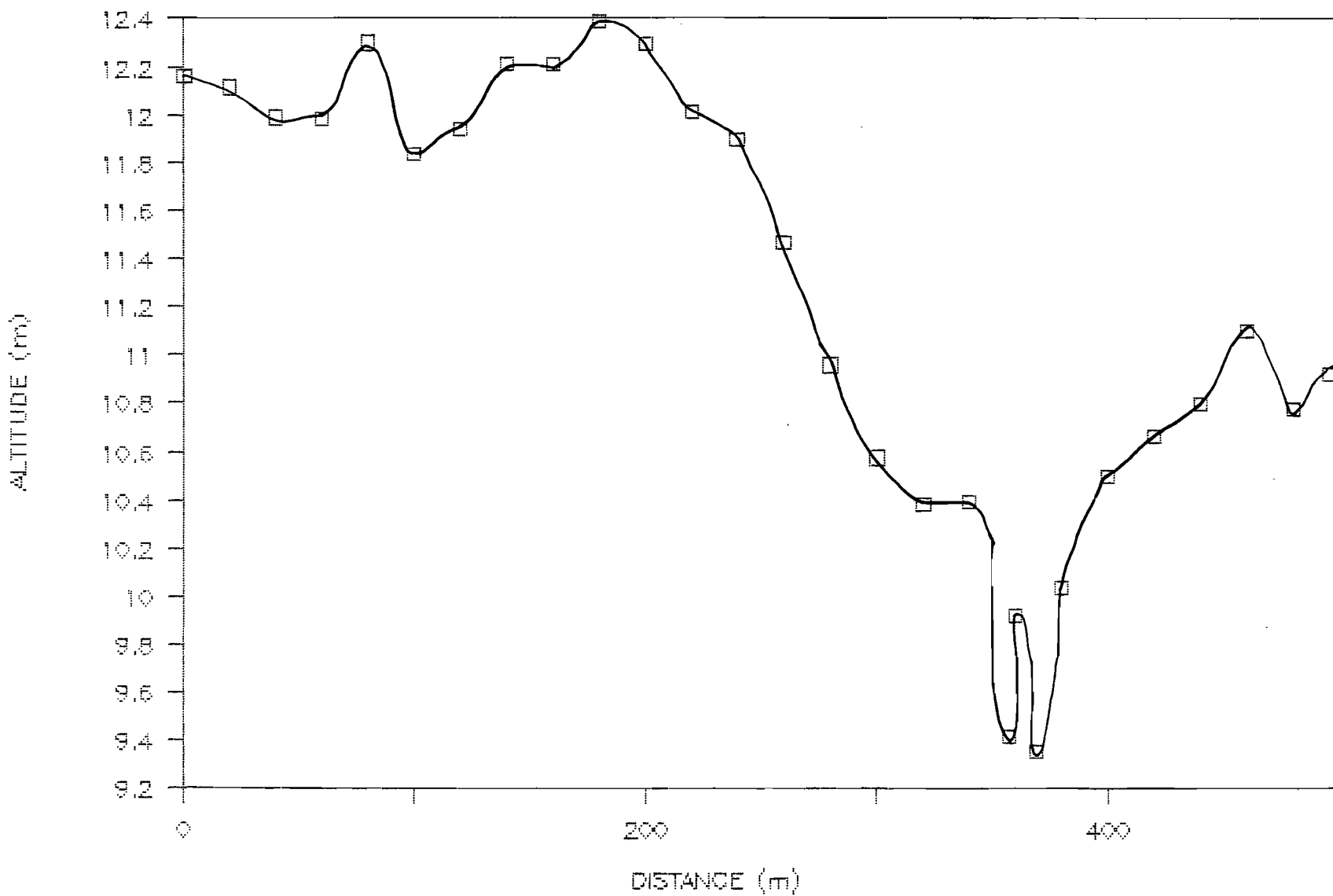
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C10)

A5.10



S: Points Singuliers

# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C11)

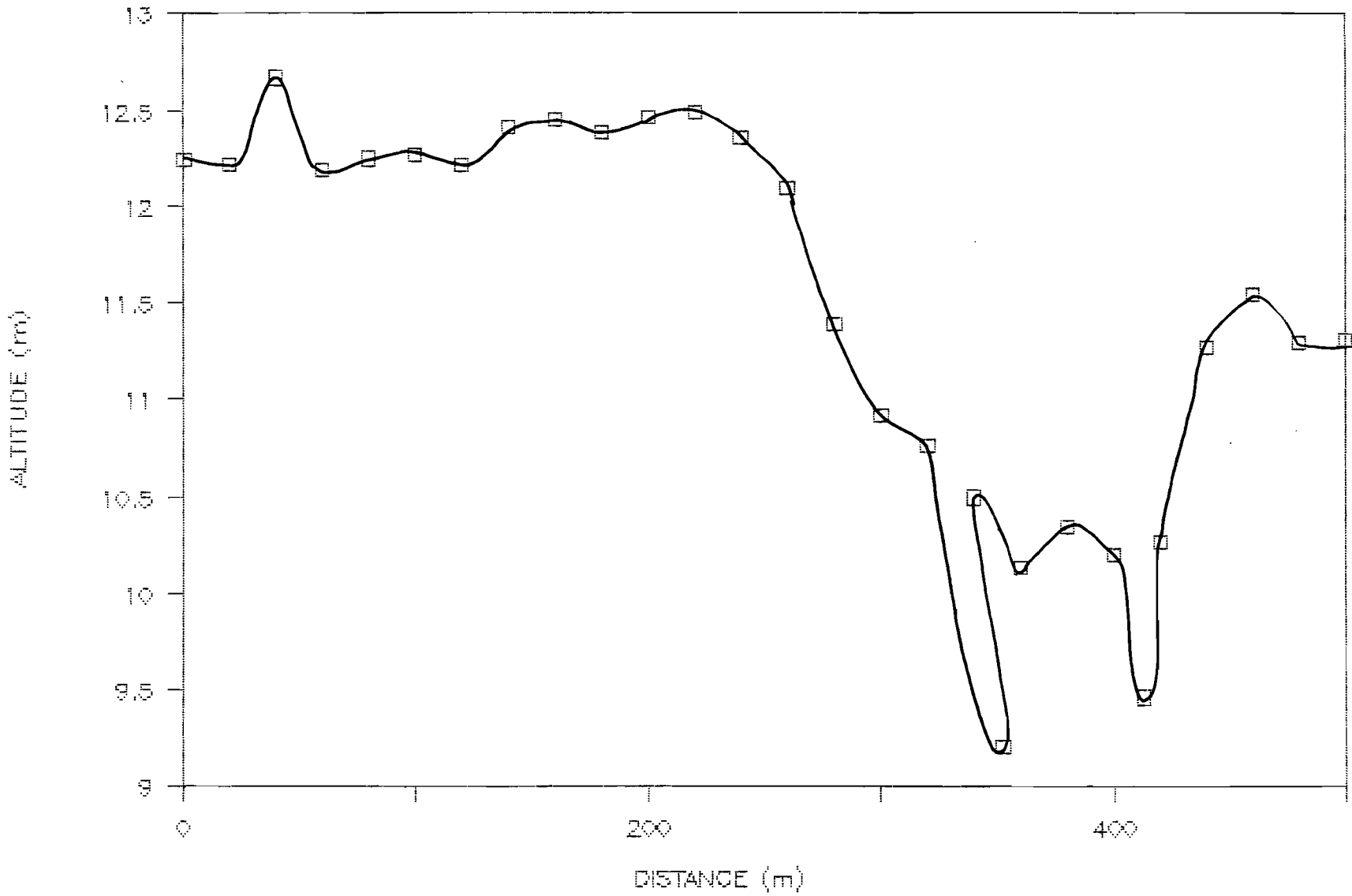


A5.11



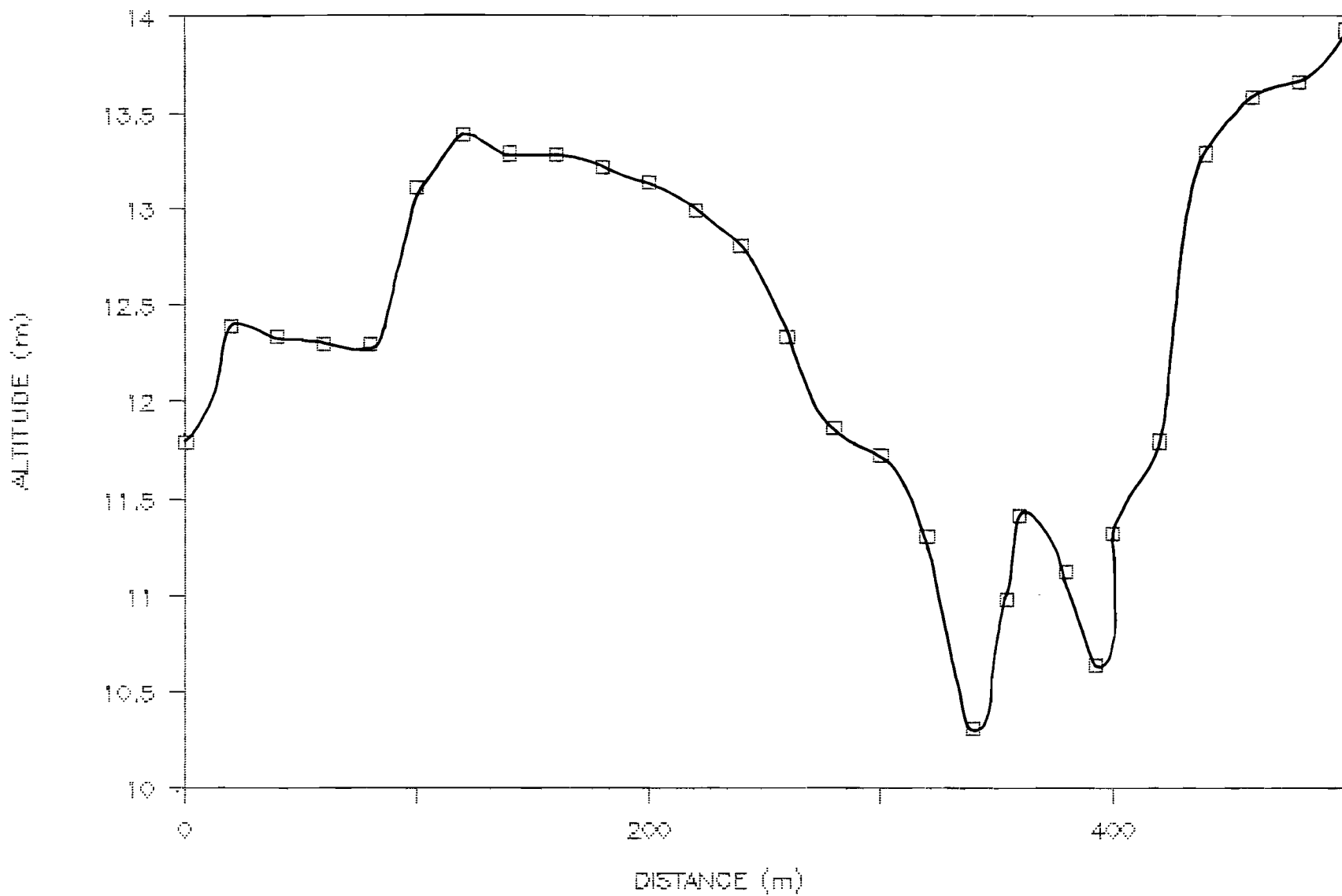
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C12)

AS.12



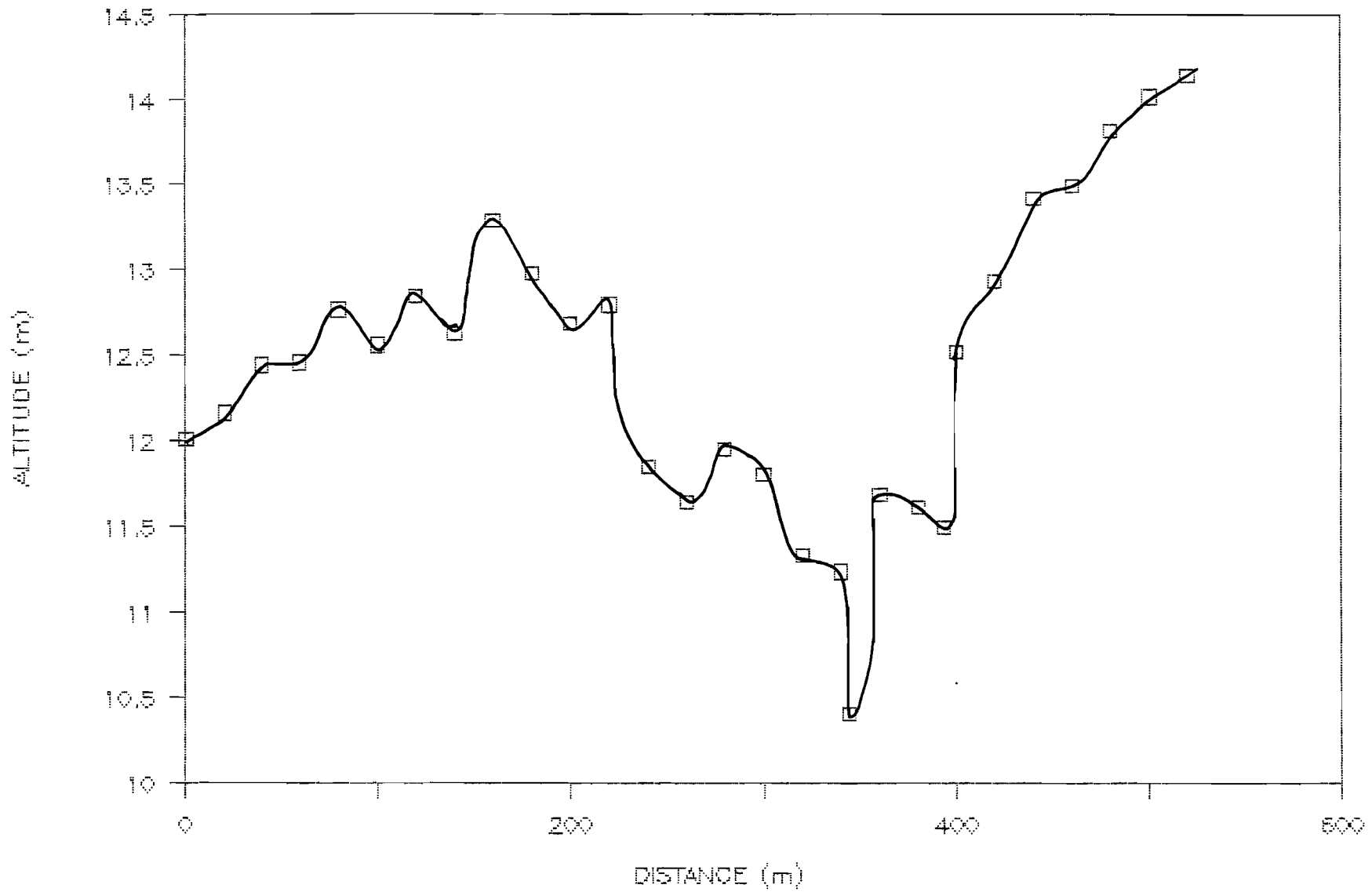
# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C13)

A5.13



# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C14)

A5.14



# COUPE TRANSVERSALE DE LA VALLEE (C15)

AS.15

