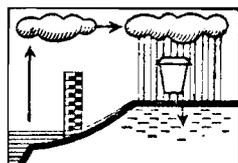


1 . ETUDE DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN
TROPICAL HUMIDE (ABIDJAN - YOPOUGON)

2 . MESURES DE DEBIT POUR L'AMENAGEMENT
RIZICOLE DE LA LOKA A SAKASSOU

RAPPORT D'ELEVE - ANNEE DE SPECIALISATION



OFFICE DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE OUTRE - MER

CENTRE D'ADIOPODOUMÉ - CÔTE D'IVOIRE

B.P.V 51 - ABIDJAN



Août 1983

REMERCIEMENTS

J'exprime ici toute ma reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à ma formation d'hydrologue.

Mes remerciements vont, tout particulièrement à P. CHEVALLIER qui a bien voulu me guider dans la réalisation de ce travail. Pour les conseils et la bienveillance qu'il m'a accordés, qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde gratitude.

Je suis également très reconnaissant à A. CASENAVE, Chef du Laboratoire d'Hydrologie d'Adiopodoumé, pour son aide et ses remarques avisées.

J'exprime enfin ma sympathie à tout le personnel - chercheurs et autres - du Centre ORSTOM d'Adiopodoumé au sein duquel j'ai eu le plaisir de travailler et d'échanger des idées enrichissantes. J'ai été sensible à l'accueil et aux conditions de travail que la Direction du Centre a mis à ma disposition. Je garderai longtemps le souvenir de ce Centre dont j'ai apprécié l'ambiance amicale.

SOMMAIRE

PARTIE I

Pages

ÉTUDE DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN TROPICAL HUMIDE (ABIDJAN-YOPOUGON)

INTRODUCTION	6
I. MODELES DE TRANSFORMATION PLUIE-DEBIT UTILISES SUR LES BASSINS VERSANTS URBAINS ...	7
I.1. INTRODUCTION	7
I.2. LA FORMULE RATIONNELLE	7
I.3. LE MODELE DE CAQUOT	8
I.4. LE PROGRAMME RERAM	10
I.5. LE MODELE HYDROG-LIGNEAU	11
I.6. AUTRES TYPES DE MODELE	11
I.7. CONCLUSION	12
II. ETUDE DU REGIME DES PRECIPITATIONS DANS LA REGION D'ABIDJAN	13
II.1. INTRODUCTION	13
II.2. ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE ANNUELLE	14
II.3. LES PRECIPITATIONS MENSUELLES	17
II.4. PRECIPITATIONS JOURNALIERES	19
II.5. L'ETUDE DES AVERSES INDIVIDUALISEES ET SON IMPORTANCE	25
II.5.1. Etude des intensités durant une averse, élaboration des courbes "I-D-F"	25
II.5.2. Hyètoگرامme type correspondant à différentes récurrences	30
II.6. ETUDE DE L'ABATTEMENT SPATIAL DES PLUIES	32
II.7. CONCLUSION	35
III. LE RUISSELLEMENT URBAIN A YOPOUGON	36
III.1. PRESENTATION DU MILIEU PHYSIQUE	36
III.1.1. Généralités	36
III.1.2. Caractéristiques morphologiques et topographiques	36
III.1.3. Caractéristiques liées à l'urbanisation	39
III.1.4. Equipements hydropluviométriques	41
III.2. QUELQUES RESULTATS DE LA PREMIERE CAMPAGNE DE MESURES (Avril-Juillet 1983)...	42
III.2.1. Etalonnage des stations	42
III.2.2. Analyse de quelques événements averse-crue	45
III.3. CONCLUSION	50
CONCLUSION DE L'ETUDE	51
BIBLIOGRAPHIE	52
A N N E X E	54

PARTIE II

MESURES DE DEBIT POUR L'AMENAGEMENT RIZICOLE DE LA LOKA A SAKASSOU	
1. CADRE GEOGRAPHIQUE ET PROBLEME POSE	61
2. EQUIPEMENT DES STATIONS ET ETALONNAGE	64
2.1. <u>Station_I</u> : Barrage SODECI	64
2.2. <u>Station_II</u> : Aval du batardeau de Sakassou	68
2.3. <u>Station_III</u> : Entrée du canal d'irrigation	71
2.4. <u>Station_IV</u> : Canal d'irrigation, route de Béoumi	74
3. PROPAGATION DE LA CRUE	76
4. ALIMENTATION DU PERIMETRE RIZICOLE ; FUITES DANS LE CANAL D'AMENEE	79
CONCLUSION	80

PARTIE I

ETUDE DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN TROPICAL HUMIDE

(ABIDJAN - YOPOUGON)

INTRODUCTION

L'urbanisation accélérée est un phénomène commun à beaucoup de pays du monde. Elle s'accompagne de nuisances diverses contre lesquelles il devient nécessaire de lutter. Parmi elles, les problèmes hydrologiques occupent une place de choix. L'urbanisation et les activités humaines ont une conséquence importante sur le cycle de l'eau. L'une des principales questions est celle de l'évacuation des eaux de ruissellement pluvial.

En effet, l'imperméabilisation des sols (toits des maisons, routes bitumées, ... etc), conduit à l'observation de véritables crues urbaines, sous l'effet d'orages qui ne sont pas nécessairement de nature exceptionnelle, au point qu'elles peuvent localement mettre des vies humaines en danger.

De nombreux outils de calcul et méthodes d'analyse ont été mis au point de par le monde, mais la très grande complexité du problème fait qu'ils ne permettent pas toujours une résolution adéquate. On remarque en particulier que les méthodes en usage dans les pays tempérés s'adaptent mal aux pays tropicaux, aux caractéristiques climatiques bien différentes.

Dans ces conditions, seule une analyse fine de l'évolution dans le temps et dans l'espace des phénomènes hydropluviométriques et des modes de fonctionnement des ouvrages peut conduire à une bonne connaissance de l'origine des problèmes, et à la mise au point de meilleures solutions. Cette analyse fait appel à l'expérimentation sur le terrain, à laquelle peut s'ajouter la simulation (physique ou mathématique) des phénomènes.

Ce rapport présente un exemple d'expérimentation sur le terrain, avec les problèmes que cela pose. Dans un premier chapitre, nous avons d'abord rappelé quelques modèles de transformation pluie-débit utilisés sur les bassins versants urbains.

Le chapitre II est consacré à la recherche de l'évènement pluviométrique synthétique ou "pluie de projet" qui constitue le hyètoگرامme brut (distribution d'intensités dans le temps) d'entrée des modèles. Ce hyètoگرامme est défini à partir de l'analyse statistique des averses à une (ou plusieurs) station d'observation longue durée.

Le chapitre III est une ébauche d'analyse du processus de transformation pluie-débit, les conditions matérielles de l'étude sur le terrain démarrée en avril 1983 ne permettant pas de tirer de conclusions très développées pour le moment, avec seulement trois mois de mesures.

I. MODELES DE TRANSFORMATION PLUIE - DEBIT UTILISES SUR LES BASSINS VERSANTS URBAINS

I.1. INTRODUCTION

Le passage du hyétogramme d'une averse à l'hydrogramme de l'écoulement correspondant en un point donné du réseau est lié aux caractéristiques des écoulements non permanents à surface libre, et du bassin versant au point d'étude.

Compte tenu de la complexité de ces processus de transformation qui tendent à faire de chaque cas un cas particulier, et de l'importance que revêt l'hydrologie urbaine dans un monde au taux d'urbanisation toujours croissant, plusieurs modèles ont été, et continuent à être mis au point un peu partout dans le monde, afin de permettre de serrer au plus près la réalité des phénomènes.

De très nombreuses formules empiriques élaborées depuis le début du siècle sont pratiquement abandonnées de nos jours, en raison de leur difficile extrapolation hors de leur domaine expérimental. D'autres par contre, fondées sur une analyse plus ou moins complète des phénomènes de transformation de la pluie en débit, telle que la célèbre formule rationnelle américaine [1889], sont encore en usage.

De nos jours, plusieurs études générales, (6), (9), (18), de la validité de ces anciens modèles (le modèle de CAQUOT en particulier), ont été entreprises, et ont souligné leurs divers points de faiblesse.

Des améliorations (6), (23), ont ainsi été proposées, en même temps que se développaient de nouvelles méthodes, mieux adaptées à la complexité des problèmes rencontrés. L'emploi de modèles mathématiques informatisés autorise la simulation rapide des processus dans des cas très divers d'aménagement, et un choix de solutions adaptées. Nul doute que ces nouveaux outils, qui font l'objet d'applications de plus en plus nombreuses, remplaceront bientôt les méthodes traditionnelles.

Compte tenu de la multitude de ces modèles, il ne s'agira dans ce chapitre, que de brefs exposés sur les caractéristiques essentielles de quelques modèles couramment utilisés. Nous insistons au passage sur les problèmes que posent leur utilisation en Afrique inter-tropicale, aux conditions climatiques bien différentes de celles des pays où ces formules ont été élaborées.

I.2. LA FORMULE RATIONNELLE

Elle compte parmi les très anciens modèles encore en usage en hydrologie urbaine. Sous sa forme initiale, elle s'écrit :

$$Q_p(T) = C \times \bar{i}(t_c, T) \times A$$

Elle donne le débit de pointe de période de retour T, $Q_p(T)$, à l'exutoire d'un bassin versant de surface A, de coefficient de ruissellement C, sous une averse de durée égale au temps de concentration t_c du bassin, et d'intensité moyenne $\bar{i}(t_c, T)$ de période de retour T.

Cette méthode, dont le concept de base est le temps de concentration (le "temps de concentration" est défini par le temps mis par les gouttes d'eau de pluie tombant sur la partie la plus hydrauliquement éloignée du bassin pour atteindre l'exutoire de celui-ci), est fondée sur les trois hypothèses suivantes :

- le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse, d'intensité donnée, a une durée au moins égale au temps de concentration,
- le débit de pointe n'est fonction que du volume de l'averse tombée au cours du temps de concentration. Cette hypothèse implique la linéarité de la transformation de la pluie en débit,
- le débit de pointe a même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque. Ceci suppose que le coefficient C ne soit pas une variable, c'est à dire que le bassin soit relativement urbanisé.

Ces hypothèses ne sont jamais vérifiées, surtout la dernière qui considère le coefficient de ruissellement comme une constante. Une telle considération ne saurait convenir à la rigueur qu'à des bassins urbanisés homogènes, ce qui est loin d'être toujours le cas. D'autre part, la non linéarité de la transformation pluie-débit est évidente ; dans les villes africaines, par exemple, où les zones perméables sont encore abondantes, voire prédominantes, on ne saurait négliger l'influence de l'état de saturation du sol sur le ruissellement, sans compter les déclivités et autres irrégularités, dans des quartiers au plan d'urbanisation encore inexistant.

Cette formule a cependant été utilisée à Niamey (LEMOINE et C. MICHEL, 1972) avec plus de succès que celle de CAQUOT, sous la forme :

$$Q = 4330. C. I^{1/4} . L^{1/2} . A^{0,95} \quad \text{avec } Q \text{ en l/s}$$

I est la pente du bassin,

I en m/m

L en hm

A en ha

L est le plus long chemin hydraulique sur le bassin.

On sait aujourd'hui (6), (9), (18), que la formule rationnelle conduit à une surestimation des débits de pointe, si les paramètres sont correctement estimés, et dans le cas des bassins homogènes.

Certains auteurs ont tenté de l'améliorer en proposant des meilleures définitions du temps de concentration, et en cherchant à prendre en compte les effets liés à l'abattement spatial des orages, et à la capacité de stockage du réseau. C'est le cas de CAQUOT, dont le modèle est une adaptation de la méthode rationnelle.

I.3. LE MODELE DE CAQUOT

C'est l'un des modèles les plus courants en hydrologie urbaine. Comme le précédent, il permet de connaître le débit de pointe $Q_p(T)$, de période de retour T, à partir de la connaissance des caractéristiques physiques du bassin versant. Il s'agit d'une amélioration du modèle rationnel, à partir du principe de conservation des volumes d'eau mis en jeu dans le processus de ruissellement durant l'intervalle de temps séparant le début de l'averse et l'instant où le réseau délivre le débit maximum.

Soit en effet un bassin versant urbain caractérisé par sa surface A, sa pente I, son coefficient de ruissellement C, et qui reçoit entre les instants t_0 et t, une hauteur de pluie H exprimée en mm. Le volume d'eau qui participe à l'écoulement sur ce bassin peut être évalué par la relation :

$$V = CHA \beta_0 \quad [1]$$

dans laquelle le coefficient β_0 traduit l'effet de l'abattement en fonction des dimensions du bassin versant et de la distribution spatiale de la pluie. Ce coefficient est relié à la surface du bassin versant par une relation de la forme :

$$\beta_0 = A^{-\beta_1} \quad [2]$$

β_1 étant un coefficient numérique empirique. En considérant [1] et [2] on obtient :

$$V = 10^4 CH A^{1-\beta_1} \quad [3]$$

où V est en litres, H en mm, A en hectares, 10^4 étant un coefficient numérique qui tient compte des unités utilisées. Le principe de conservation évoqué ci-dessus permet de décomposer le volume V et d'écrire :

$$V = V_{rs1} + V_{sto} \quad [4]$$

avec V_{rs1} = volume d'eau écoulé à l'exutoire entre les instants t et t_0

V_{sto} = volume d'eau stocké sur le sol et dans le réseau pendant ce même temps

soit $Q(t)$ le débit d'écoulement à l'exutoire ; on montre que ce débit est maximum pour une averse de durée égale au temps de concentration du bassin t_c . Le débit moyen correspondant au volume écoulé V_{rs1} pendant ce même temps peut être exprimé en fonction du débit maximum ;

$$Q_{rs1} = \beta_2 Q_{max}$$

d'un autre côté, on peut faire correspondre à V_{sto} , un débit fictif que l'on peut représenter également en fonction du débit maximum

$$Q_{sto} = \beta_3 Q_{max}$$

On peut alors écrire :

$$10^4 \text{CHA}^{1-\beta_1} = 60 (\beta_2 + \beta_3) t_c Q_{\max} \quad [4]$$

(t_c est exprimé en mn et Q_{\max} en m^3/s , d'où le coefficient homogène des unités "60")
d'où on tire :

$$Q_{\max} = \frac{10^4}{60} \frac{1}{\beta_2 + \beta_3} \cdot \frac{H}{t_c} \cdot C \cdot A^{1-\beta_1} \quad [5]$$

H/t_c représente l'intensité moyenne $\bar{i}(t_c)$ de la pluie sur la durée t_c . Pour une période de retour T , l'intensité maximale sur toute durée t peut régionalement être représentée de façon approximative par des relations du type GRISOLLET ou MONTANA :

$$\bar{i}(t, T) = \beta_4(T) \cdot t^{\beta_5(T)}$$

L'équation (5) peut alors s'écrire :

$$Q_{\max} = \frac{10^3}{6(\beta_2 + \beta_3)} \cdot \beta_4(T) \cdot t_c^{\beta_5(T)} \cdot C \cdot A^{1-\beta_1} \quad [6]$$

Les études théoriques de CAQUOT ont conduit par ailleurs à une expression du temps de concentration :

$$t_c = \beta_6 I^{-\beta_7} \cdot A^{\beta_8} \cdot Q_{\max}^{-\beta_9} \quad [7]$$

En combinant [6] et [7] on obtient :

$$Q_{\max} = \frac{10^3 \cdot \beta_4 (\beta_6)^{\beta_5}}{6 (\beta_2 + \beta_3)} \cdot \frac{1}{1 - \beta_5 \beta_9} \cdot C \cdot \frac{1}{1 - \beta_5 \beta_9} \cdot I^{\frac{\beta_7 - \beta_5}{1 - \beta_5 \beta_9}} \cdot A^{\frac{1 + \beta_5 \beta_8 - \beta_1}{1 - \beta_5 \beta_9}} \quad [8]$$

Ainsi le modèle de CAQUOT nécessite la connaissance de 12 paramètres, dont 9 coefficients de calage (β_1 à β_9) caractéristiques du bassin et du climat régional. La connaissance de ces 9 paramètres ramène le modèle à la forme monôme bien connue :

$$Q_{\max}(T) = K(T) \cdot I^{u(T)} \cdot C^{v(T)} \cdot A^{w(T)} \quad [9]$$

Pour l'étude de l'assainissement de certaines villes africaines, cette formule a été utilisée sous les formes suivantes :

Cotonou : $Q_{\max}(T) = 1340 \cdot C^{1,17} \cdot I^{0,30} \cdot A^{0,75}$

(le débit théorique ainsi calculé est corrigé par des coefficients tenant compte de la forme du bassin et des intensités des pluies par rapport à l'intensité des pluies parisiennes)

Niamey : $Q_{\max}(T) = 975 \cdot I^{0,20} \cdot C^{1,11} \cdot A^{0,80}$

avec Q en l/s
 I en m/m
 A en ha

Bien que la formule de CAQUOT ait reçu quelques améliorations, par rapport à la formule rationnelle - prise en compte de l'effet de capacité du bassin (paramètres β_2 et β_3), prise en compte de l'abattement spatial de la pluie (paramètre β_1), prise en compte de la variation du temps de concentration en fonction du débit de pointe (modèle pseudo-linéaire) - elle comporte encore des imperfections.

Le modèle admet encore la concordance entre la période de retour de la pluie et le débit de pointe qu'elle provoque, ce qui suppose, comme pour la formule rationnelle, que le coefficient C n'est pas une variable aléatoire. On peut donc penser que, si les paramètres sont correctement estimés, comme la précédente, la formule de CAQUOT donnera des débits proches de la réalité seulement dans le cas des bassins dont la distribution spatiale de pente et de coefficient de ruissellement est homogène.

En outre, CAQUOT admet que le débit de pointe est écréte par l'effet de stockage dans le réseau et sur le sol, ce qui suppose que l'intensité maximale des averses se produit toujours au début de la pluie. Au chapitre II, nous allons voir que cette intensité maximale peut se produire à tout instant de l'averse. Il n'y aura donc écrêtement que dans certains cas.

Par ailleurs, les travaux de plusieurs auteurs (DESBORDES, BOS entre autres) ont montré que la formule [7] de CAQUOT sousestime le "temps de concentration" des bassins urbains. DESBORDES propose une amélioration de cette formule qu'il réécrit sous la forme suivante (pour la France) :

$$t_c = 0,65 A^{0,507} \cdot Q_p^{-0,287} \cdot I^{-0,410}$$

Cette formule serrerait de plus près la réalité des vitesses d'écoulement sur le sol et dans le réseau.

Il montre également (6) que la valeur du paramètre β_1 de l'abattement ($\beta_1 = 0,178$) proposé par CAQUOT, donnait un abattement très important, et propose $\beta_1 = 0,05$.

Il résulte de toutes ces remarques que la formule de CAQUOT sousestime le débit de pointe dans la majorité des cas.

Les applications faites en Afrique (Niamey, Cotonou, Ouagadougou) ont bien confirmé cette assertion. Pour la ville de Niamey par exemple, la comparaison entre le débit décennal calculé selon CAQUOT et le débit estimé à partir des mesures sur le terrain a révélé une sous-estimation de près de 50 %.

Il fallait d'ailleurs s'y attendre, compte tenu de la différence entre la pluviosité en Afrique intertropicale (pluviométrie plus marquée, aux intensités plus fortes) et la France où cette formule a été mise au point.

A l'instigation des ministères français compétents, la formule de CAQUOT a été réaménagée (9). Dans sa nouvelle formulation, la relation [9] est conservée, mais les exposants $V(T)$ et $W(T)$ varient régionalement avec la pluviométrie, alors que le coefficient de ruissellement C devrait essentiellement dépendre du type d'urbanisme. Ce nouvel ajustement serait plus proche de la réalité que le précédent, mais il reste actuellement limité à son seul domaine de vérification, soit $A < 200$ ha, $0,2 < c < 1$, $0,002 < I < 0,05$.

L'intérêt principal du modèle réside dans sa simplicité : il permet d'utiliser au mieux l'information pluviométrique dont on dispose, et donne la valeur du débit de pointe sous une forme monôme, régionale, se traduisant simplement en abaques d'un emploi commode pour le projeteur.

Hors des régions où elle a été mise au point, des études devraient être faites afin de trouver une meilleure adaptation.

Pour mémoire, nous reprenons ici quelques modèles de même catégorie cités par DESBORDES dans sa thèse (1974) :

- modèle de l'université de Stanford (avec 20 paramètres),
- modèle de la ville de Los Angeles
- modèle de la ville de Chicago,
- modèle de l'université JOHN-HOPKINS (Baltimore),
- modèle de JEUFFROY et PRUNIERAS,
- modèle de l'université de Fort-Collins.

L'un des points faibles communs à ces modèles, est qu'ils ne donnent qu'un seul point de l'hydrogramme : le débit de pointe. La connaissance de l'hydrogramme dans son intégralité est pourtant nécessaire, pour permettre leur sommation à un point de convergence du réseau, ou pour le dimensionnement des bassins de régulation.

Pour faire face aux multiples insuffisances de ces modèles, une nouvelle génération de modèles basés sur la modélisation générale des phénomènes hydrologiques urbains est mise au point. Il s'agit souvent de programmes informatisés permettant d'analyser le fonctionnement des ouvrages et de s'assurer de leur efficacité ; nous en citerons deux exemples.

1.4. LE PROGRAMME RERAM (7)

Le programme RERAM (abréviation de réseaux ramifiés) a été mis au point récemment par le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier (LHM), pour le compte du Ministère Français de l'Environnement et du Cadre de Vie.

Il est constitué d'une chaîne de modules (ou sous-programmes), reproduisant tour à tour les différentes phases de la transformation de la pluie sur un bassin en débit en un point donné du réseau d'écoulement.

- Le module pluviométrique comporte deux phases : l'une simule l'évolution de la pluie dans le temps à l'épicentre ; l'autre simule l'abattement spatial et le déplacement de l'épicentre de l'averse.

- Le modèle de ruissellement est constitué d'un modèle conceptuel dit de réservoir défini par deux équations :

- une équation de stockage $S(t) = k Q(t)$
où $S(t)$ est le stockage d'eau au temps t dans le réseau et sur le bassin,
 $Q(t)$ est le débit à l'exutoire,
 K , unique paramètre du modèle
- une équation de continuité : $\frac{dS}{dt} = P(t) - Q(t)$

$P(t)$ est la pluie cumulée sur le bassin à l'instant t .

Le paramètre K qui s'apparente au temps de concentration peut être obtenu par calage à partir de mesures de pluie et de débit,

- Le modèle hydraulique simule la propagation des hydrogrammes donnés par le modèle de ruissellement.

Le programme comporte d'autres modules, entre autres, un module de dimensionnement de collecteur qui peut être utilisé pour la vérification d'ouvrages existants, un modèle de calcul des coûts de construction permettant des comparaisons sur des bases économiques.

I.5. LE MODELE HYDROG-LIGNEAU

Dans sa version originale (2), le modèle comprend deux modules :

- le module Hydrog qui calcule les hydrogrammes dans le réseau à partir de la pluie (relation pluie-débit) ;
- le module Ligneau qui calcule les lignes d'eau engendrées par les hydrogrammes déterminés par le module précédent.

Ce modèle a l'avantage d'être utilisable même pour des bassins versants peu urbanisés, mais il exige pour un bon calage, une très bonne précision sur la connaissance des débits (utilisation des stations limnimétriques équipées de seuils minces dénoyés par exemple).

I.6. AUTRES TYPES DE MODELE

Il existe beaucoup d'autres modèles utilisables en hydrologie urbaine ; le choix d'un modèle dépendra surtout du but poursuivi et des moyens mis en oeuvre pour l'atteindre.

Pour certaines villes africaines comportant des zones rurales dans lesquelles les systèmes d'assainissement sont encore imbriqués dans le réseau hydrographique local, on peut encore utiliser avec succès, la méthode de l'hydrogramme unitaire (c'est cette méthode que RODIER (1953) a utilisée pour l'étude de l'assainissement de Brazzaville). Il y a cependant quelques restrictions sur la taille du bassin et la nécessité des études et relevés relativement longs et coûteux.

Pour l'étude du ruissellement sur la ville de Ouagadougou, (18) LE BARBE utilise une méthode assez simple, que l'on peut résumer ainsi :

Après avoir déterminé les différents hyétogrammes types à partir des observations pluviographiques disponibles, et les hydrogrammes instantanés des différents bassins à partir de trois années de mesures sur le terrain, il détermine des fonctions $K(T_p)$ qui lui permettent de calculer, pour chaque bassin, la distribution des débits spécifiques de pointe (Q_{masp}) en fonction de la lame ruisselée (L_r) par la relation :

$$Q_{masp} = K(T_p) \cdot L_r$$

avec T_p = durée du corps de l'averse

$$K(T_p) = \frac{Q_{max}}{L_r - A} \quad (s^{-1} \cdot 10^{-3})$$

ou A = superficie du bassin

Q_{max} = débit maximum en m^3/s

L'extrapolation de cette méthode à d'autres bassins reste cependant à démontrer.

1.7. CONCLUSION

Les modèles de transformation pluie-débit sont assez nombreux, mais beaucoup ne sont intéressants que pour la résolution des problèmes particuliers qui ont conduit à leur mise au point.

Les modèles déterministes rationnels du type CAQUOT sont sans doute les mieux adaptés pour le calcul des ouvrages, pourvu qu'ils soient ajustés expérimentalement aux conditions locales.

En Afrique notamment, les recherches en vue d'adapter ces modèles devraient porter d'avantage sur les analyses de la pluviographie. En effet, l'expérience a montré (6) que les paramètres a et b de la formule de TALBOT, MONTANA ou équivalentes, dépendaient de la méthode de dépouillement statistique utilisée, de la nature des systèmes enregistreurs (pluviographes à siphon ou à augets basculeurs), de la durée des observations (les études de GRISOLLET qui ont conduit à l'origine aux valeurs utilisées en France portaient sur 60 années d'observations, alors qu'en Afrique on atteint rarement la trentaine). Il est donc indispensable de se livrer à une critique sérieuse des données de base avant tout calcul.

On peut également noter que des réserves ont été formulées sur la fiabilité des enregistrements de très fortes intensités sur les pluviographes à augets basculeurs, (6), (13), qui sont très utilisés en Afrique.

Les modèles du type CAQUOT ont également l'inconvénient de ne donner que les débits de pointe.

Les modèles très élaborés tels que les modèles mathématiques informatisés permettent la simulation rapide de l'ensemble des processus de transformation pluie-débit, mais demande des calages plus sophistiqués, et sont surtout d'un coût de mise en oeuvre beaucoup plus élevé.

Le choix d'un modèle doit tout d'abord se faire sur un critère de simplicité. L'essentiel pour un problème précis est d'estimer correctement les paramètres en jeu. Il serait vain de pousser très loin la complexité des modèles, alors que des erreurs importantes sont commises sur la connaissance des précipitations, de leur abattement et des écoulements qu'elles provoquent.

II. ETUDE DU REGIME DES PRECIPITATIONS DANS LA REGION D'ABIDJAN

II.1. INTRODUCTION

Les données d'entrée des modèles de ruissellement urbain sont constituées par des hyèto-grammes de pluie de projet élaborés à partir des relations "intensité - durée - fréquence".

L'établissement de l'abaque de ces relations passe par une étude fine des relevés pluviométriques et pluviographiques collectés à une ou plusieurs stations d'observation dans le secteur considéré.

Pour cette étude, les stations de référence les plus proches utilisables sont assez nombreuses, réparties dans la ville d'Abidjan et sa proche banlieue :

- la Station d'Abidjan Ville en fonction depuis 1931,
- la Station d'Abidjan-Aéro en fonction depuis 1935,
- la Station d'Abidjan-Cocody en fonction depuis 1962,
- la Station d'Abidjan-Port en fonction depuis 1964,
- la Station d'Adiopodoumé en fonction depuis 1948,
- la Station du Banco en fonction depuis 1933.

Nous en avons retenu deux ; les stations d'Adiopodoumé (assez proche de Yopougon) et d'Abidjan-Aéro qui, à notre avis offrent des relevés fiables compte tenu de la qualification des observateurs.

Les relevés de ces stations ont été critiqués et corrigés par BRUNET-MORET (1974) depuis le début jusqu'en 1974, et consignés dans le "Fichier Opérationnel" de la Côte d'Ivoire. Nous les avons complétés jusqu'en 1982 avec les relevés fournis par l'Agence pour la Sécurité de la Navigation Aérienne en Afrique et à Madagascar (ASECNA) - pour Abidjan-Aéro - et par le Laboratoire de Bioclimatologie de l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer (O.R.S.T.O.M.) - pour Adiopodoumé -, soit 48 années (1935-1982) pour la première et 35 années (1948-1982) pour la seconde.

Bien que l'étude de la pluviométrie journalière, et en particulier l'analyse des données pluviographiques soit la partie la plus intéressante pour les questions de ruissellement urbain, nous nous sommes volontairement attardés sur l'étude de la pluviométrie mensuelle et annuelle.

En ce qui concerne l'analyse des données pluviographiques, il n'a pas été possible pour des raisons pratiques, d'exploiter la vingtaine d'années d'enregistrement mis à notre disposition par le laboratoire de Bioclimatologie sus-cité. Nous avons néanmoins pu obtenir de la DCAD (Direction Centrale d'Assainissement et de Drainage) les résultats (courbes intensité - durée - fréquence) de l'analyse d'une vingtaine d'années d'enregistrement à Abidjan Aéro, que nous exploiterons.

II.2. ETUDE DE LA PLUVIOMETRIE ANNUELLE

Une loi de GAUSS a été adaptée à chacun des deux échantillons des hauteurs de précipitations annuelles (fig. 1 et 2). Ces ajustements (assez bon pour Abidjan Aéro, médiocre pour Adiopodoumé) donnent les résultats du tableau n° I.

Tableau n° I : Ajustement d'une loi de GAUSS aux précipitations annuelles aux deux stations.

	F	0,01	0,02	0,05	0,10	0,20	0,50	0,80	0,90	0,95	0,98	0,99	K _s
Adiopo.	P (mm)	1036,7	1157,5	1337,8	1496,1	1689,5	2058,9	2428,2	2621,7	2780,0	2960,3	3079,1	1,75
Abidjan Aéro	P (mm)	1138,7	1247,4	1372,2	1557,4	1734,5	2072,7	2410,9	2588,0	2773,2	2898,0	3006,7	1,66

F = Fréquence au non dépassement

K_s = rapport des hauteurs de récurrence décennale.

Les valeurs remarquables de ces deux distributions sont les suivantes (à 90 %) :

a) Adiopodoumé

Pluviométrie moyenne annuelle :

$$\bar{P} = 2058,9 \pm 121,9 \text{ mm}$$

Ecart-type : $s = 439,7 \text{ mm}$; $359,6 \leq s \leq 588,2 \text{ mm}$

Coefficient de variation $C_v = 0,214$

Pluviométrie décennale sèche : $1496,1 \pm 164,4 \text{ mm}$

Pluviométric décennale humide : $2621,7 \pm 164,4 \text{ mm}$.

Les valeurs extrêmes de l'échantillon ont été observées en 1951 pour le maximum (3030,7 mm) et 1980 pour le minimum (1136,6 mm) ; le rapport $\frac{\text{maximum}}{\text{minimum}} = 2,67$

b) Abidjan Aéro

Pluviométrie moyenne annuelle :

$$\bar{P} = 2072,7 \pm 95,3 \text{ mm}$$

Ecart-type : $s = 402,6 \text{ mm}$; $335,2 \leq s \leq 470,0 \text{ mm}$

Coefficient de variation $C_v = 0,194$

Pluviométrie décennale sèche : $1557,4 \pm 128,5 \text{ mm}$

Pluviométrie décennale humide : $2588,0 \pm 128,5 \text{ mm}$

Le maximum (3128,1 mm) a été observé en 1956 et le minimum (1188,0 mm) en 1935.

$$\frac{\text{maximum}}{\text{minimum}} = 2,63$$

fig 1

AJUSTEMENT D'UNE LOI DE GAUSS
A LA PLUIE ANNUELLE D'ADIOPODOUNE

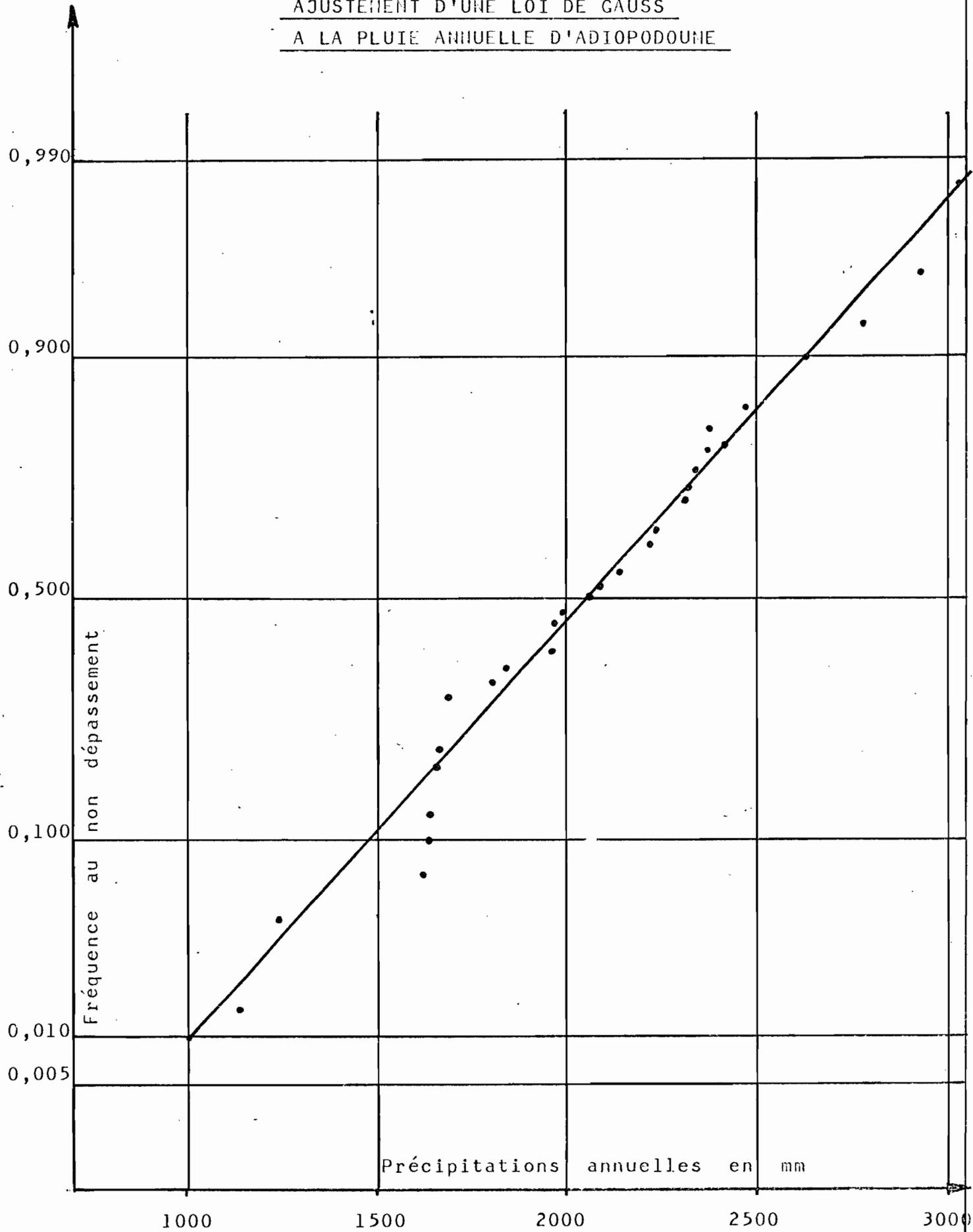
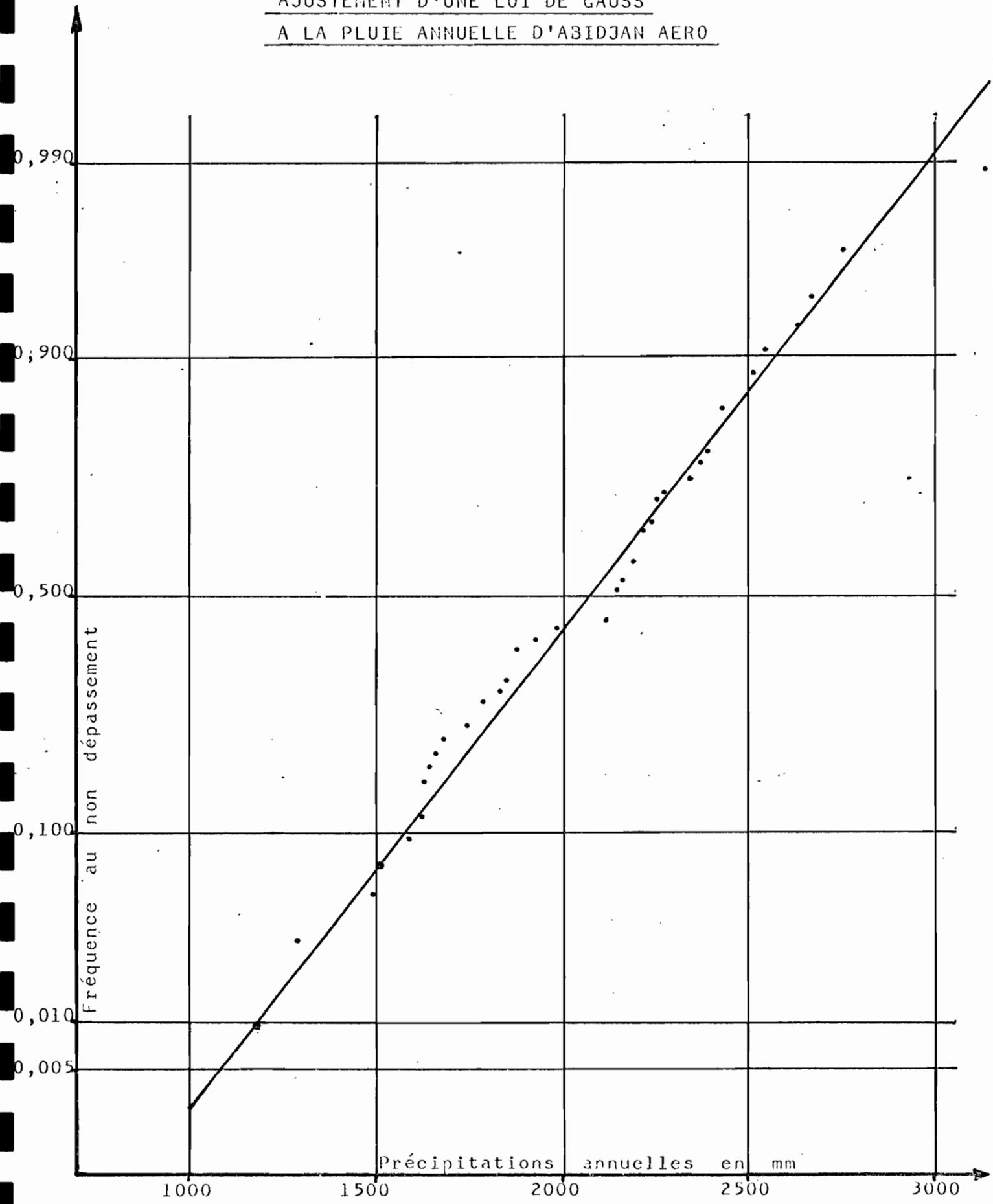


fig 2

AJUSTEMENT D'UNE LOI DE GAUSS
A LA PLUIE ANNUELLE D'ABIDJAN AERO



Nous avons essayé de déterminer si les deux moyennes annuelles sont significativement différentes. Le test U de la distribution normale a été appliqué, et il en a résulté que les moyennes ne sont pas significativement différentes à 95 %.

On peut donc conclure que la pluviométrie annuelle à Abidjan Aéro est légèrement supérieure (+ 0,67 %) à celle d'Adiopodoumé, sans que cette différence ait une signification statistique. On doit par conséquent accepter - comme il fallait s'y attendre compte tenu de la proximité des deux stations (20 km à vol d'oiseau) - l'hypothèse vraie d'une isotropie des précipitations aux deux stations, et par voie de conséquence, dans la région.

Cette différence peut cependant s'expliquer par la différence entre les durées d'observation (48 années pour Abidjan Aéro, contre 35 années pour Adiopodoumé).

Evolution de la pluviosité annuelle

Sur la figure n° 3, nous avons porté les hauteurs des précipitations annuelles, exprimées en pourcentage de la moyenne interannuelle sur les différentes périodes d'observation, en fonction des années.

L'examen de ces graphiques (notamment celui d'Abidjan Aéro qui porte sur une période plus longue) montre une succession de périodes déficitaires ;

1945-1954 , moyenne partielle 1961,8 mm

1964-1974 , moyenne partielle 1920,6 mm

et de périodes excédentaires ;

1935-1945 , moyenne partielle 2069,4 mm

1954-1964 , moyenne partielle 2440,8 mm

On observe également, dans le même sens, une oscillation d'amplitudes plus faibles, de 2 à 3 ans.

Ces fluctuations à allure oscillatoire correspondent à deux phénomènes bien connus en météorologie : (19), (21)

le cycle de 11 années environ des tâches solaires,

le QBO des anglo-saxons (quasi biennal oscillation)

Ces fluctuations (bien que ne faisant pas l'unanimité des auteurs (24)) ont été mises en évidence dans de nombreux phénomènes météorologiques un peu partout dans le monde (KLAUS et PARTHASARATHY, cités par LHOMME dans son étude sur l'évolution de la pluviosité en Côte d'Ivoire (1980)).

II.3. LES PRECIPITATIONS MENSUELLES

Les répartitions mensuelles des précipitations aux deux stations admettent les valeurs remarquables suivantes (en mm):

Tableau n° II : Répartitions mensuelles des précipitations

a/ Adiopodoumé

	JANV.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.
Max.	121,8	222,9	243,7	326,5	509,2	1368,5	903,7	259,3	388,0	459,5	376,4	309,5
Min.	0,0	3,3	5,5	18,4	97,0	238,0	1,1	6,3	2,1	4,3	57,6	4,6
Méd.	17,8	56,3	98,8	152,5	260,5	640,7	185,9	18,8	55,1	145,4	128,0	67,0
Moy.	27,1	62,4	101,9	140,1	294,2	663,4	243,4	38,4	76,4	167,7	145,6	76,6
S	31,5	52,7	52,9	69,1	119,0	257,8	207,8	49,3	77,2	105,2	62,0	56,9
Cv	1,16	0,84	0,52	0,49	0,40	0,39	0,85	1,28	1,01	0,83	0,42	0,74

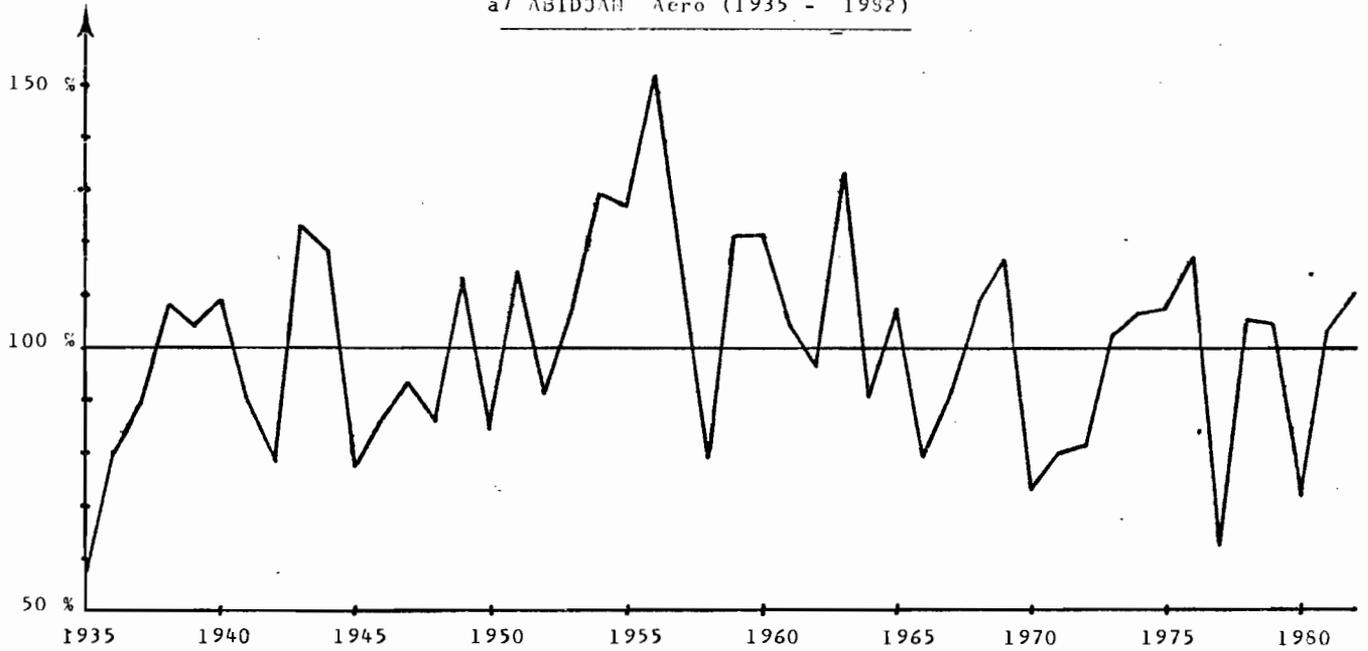
b/ Abidjan Aéro

	JANV.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.
Max.	127,4	159,9	287,2	294,4	803,9	1150,0	936,1	237,9	299,2	513,0	377,8	261,0
Min.	0,0	0,0	17,2	45,2	122,7	88,8	0,0	1,1	0,8	7,1	47,4	0,0
Méd.	11,3	35,7	114,5	144,6	317,4	607,1	175,7	17,2	38,8	160,1	171,9	97,5
Moy.	23,8	50,0	115,8	155,4	359,6	600,7	215,7	32,7	64,6	180,5	176,4	97,6
S	29,8	39,0	62,3	68,8	178,0	236,0	197,5	48,5	64,2	116,9	83,2	62,3
Cv	1,25	0,78	0,54	0,44	0,49	0,39	0,91	1,48	0,99	0,65	0,47	0,64

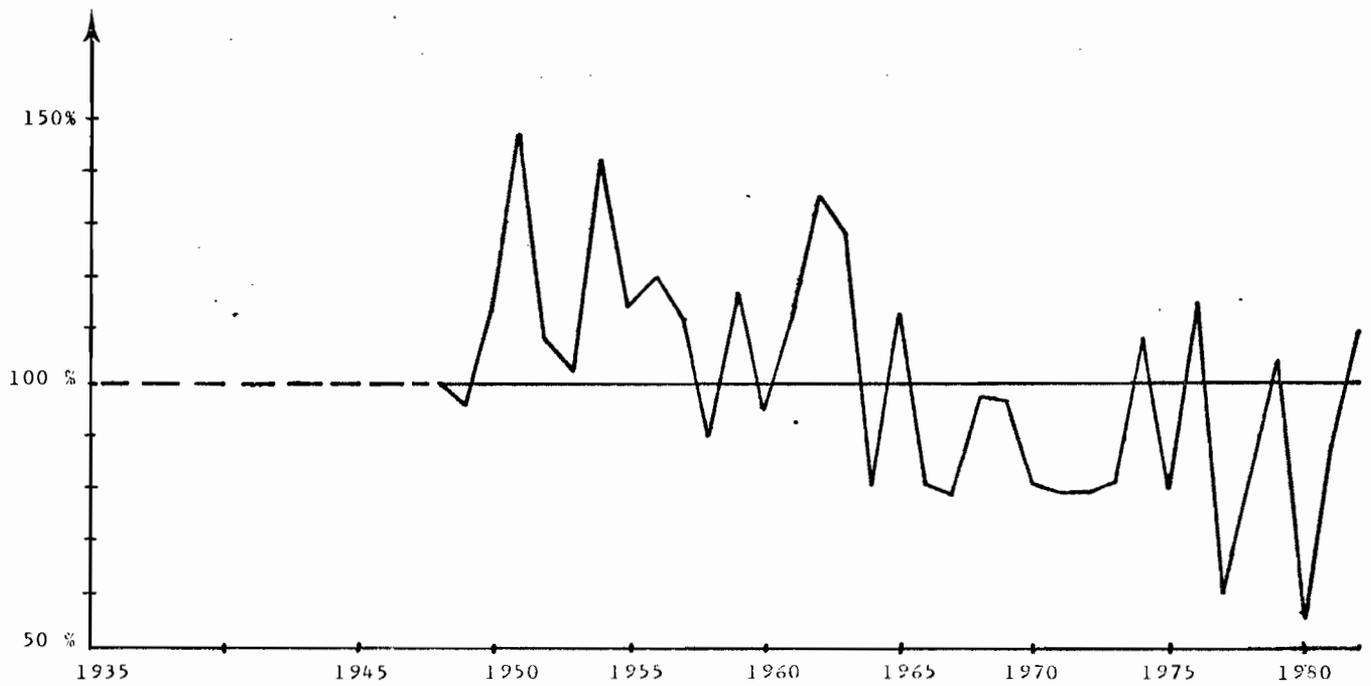
Max., Min., Méd. Moy., S et Cv sont respectivement les valeurs mensuelles maximales, minimales, la médiane, la moyenne, l'écart type et le coefficient de variation sur 35 et 48 années.

PLUVIOSITE ANNUELLE EXPRIMEE EN POURCENTAGE DE LA MOYENNE SUR
LES PERIODES D'OBSERVATION (respectivement 45 et 35 années) ABA
DEUX STATIONS

a/ ABIDJAH Aero (1935 - 1982)



b/ ADIOPODOUHE (1946 - 1982)



Comme on peut le constater sur ce tableau, l'irrégularité interannuelle des précipitations mensuelles est importante, de même que les moyennes mensuelles diffèrent assez d'une station à l'autre (jusqu'à ± 25 %).

On remarque en particulier que le coefficient de variation (Cv), d'autant plus élevé que le mois correspondant est moins arrosé en moyenne, garde des valeurs assez fortes (entre 0,40 et 0,90) pour les mois pluvieux tels que mai, juin et juillet. Cela résulte du fait que le maximum de la pluviosité mensuelle est souvent variable, la pluviométrie de mai ou de juillet devenant supérieure au total de juin, qui est en général ici, le mois le plus pluvieux.

Le total cumulé de la période mai-juillet (grande saison des pluies) représenté aux deux stations, en valeur moyenne, un peu plus de 55 % du total annuel. Le mois de juin à lui seul, toujours en valeur moyenne, représenté environ 30 % du total annuel.

Une loi de GALTON a été adaptée (fig. 4 et 5) aux précipitations mensuelles aux deux stations. Les ajustements sont assez bons pour les mois pluvieux comme mai-juin, mais plutôt médiocres pour les mois très peu pluvieux comme janvier et février.

Il est évident que l'utilisation de l'ordinateur nous aurait permis de tester l'adéquation d'autres lois statistiques, (du genre GUMBEL ou PEARSON III) aux valeurs les plus disymétriques, et nul doute que l'adéquation aurait été meilleure.

Si on reporte les valeurs du tableau II, ainsi que les valeurs de la pluviométrie mensuelle correspondant à diverses probabilités d'occurrence sur un graphique en fonction des mois (fig. 6 et 7), on fait apparaître les caractéristiques du climat équatorial de transition dans lequel nos deux stations se trouvent :

- maximum principal en mai-juin-juillet (grande saison des pluies),
- ralentissement des précipitations en août-septembre (petite saison sèche),
- maximum secondaire en octobre-novembre (petite saison des pluies),
- ralentissement plus marqué en décembre-janvier-février (grande saison sèche).

Cette alternance obéit comme ailleurs en Afrique intertropicale, au même déterminisme climatique qu'est le balancement du Front Intertropical (FIT).

II.4. PRECIPITATIONS JOURNALIERES

Comme il est d'usage dans la plupart des services hydrométéorologiques, la précipitation en 24 heures pour un jour J, est mesurée de 07 heures le jour J à 07 heures le jour J + 1.

Les tableaux suivants présenteront successivement pour les deux stations :

- le nombre moyen de jours de pluie (NMJP) par mois et par année, ainsi que les valeurs maximales et minimales observées pendant la période (Tableau III),
- le nombre moyen de jours de pluie correspondant à une hauteur de précipitation (Tableau IV),
- les précipitations journalières à caractère exceptionnel (tableau V).

Tableau n°III : Nombre moyen de jours de pluie, valeurs maximale et minimale observées

a/ Adiopodoumé (1948-1982)

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNEE
NMJP	2,6	4,4	7,6	9,5	15,5	22,0	13,1	8,4	11,2	14,2	12,4	6,9	127,9
Max.	8	10	13	15	23	29	28	13	20	22	17	13	161
Min.	0	1	2	4	9	14	1	2	4	4	6	2	109

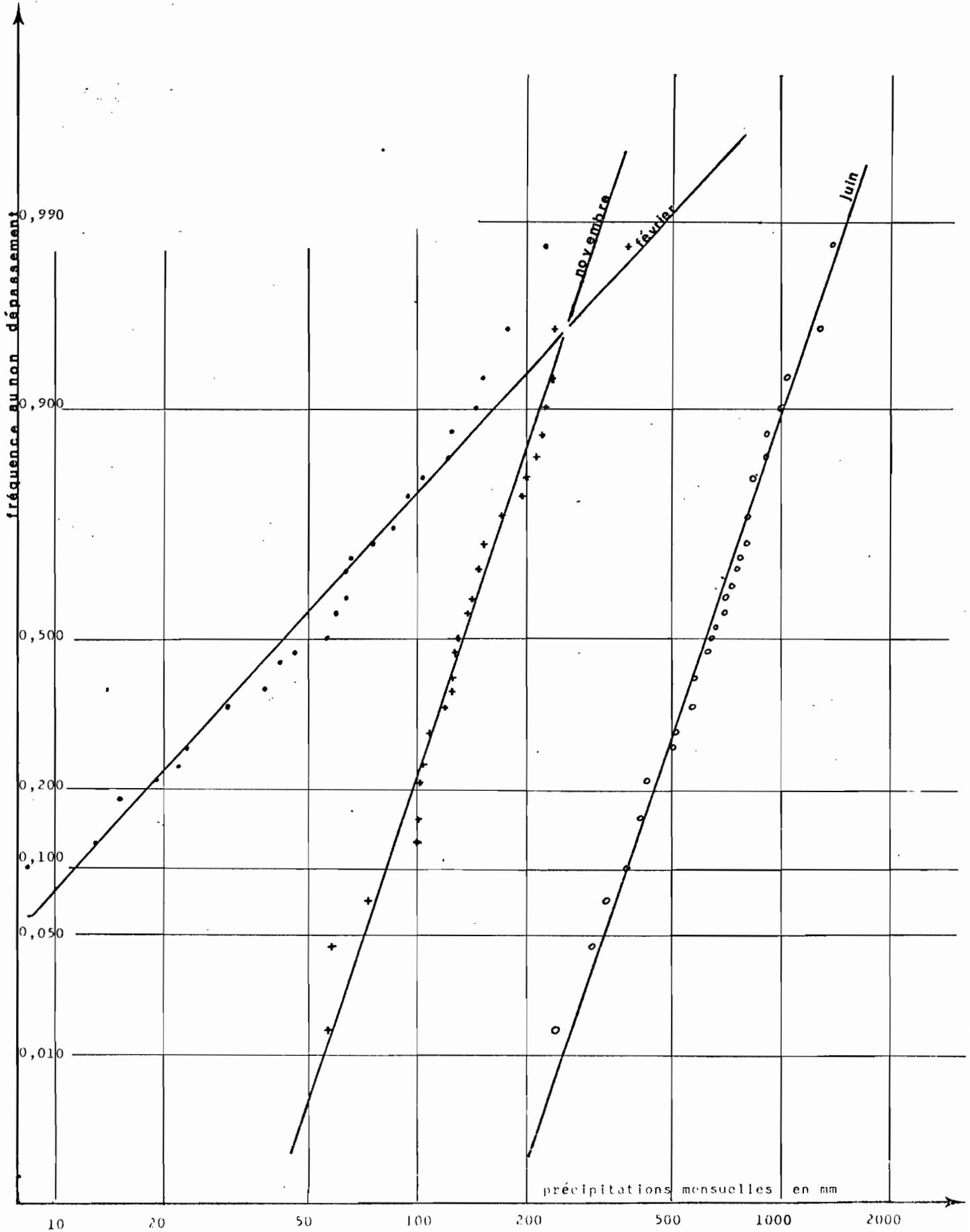
b/ Abidjan Aéro (1935-1982)

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNEE
NMJP	2,6	4,0	8,2	10,6	17,7	21,0	11,7	7,0	9,7	13,5	14,7	8,3	129,2
Max.	8	12	14	18	24	29	26	14	18	24	24	18	170
Min.	0	0	4	4	11	12	0	2	1	2	6	0	85

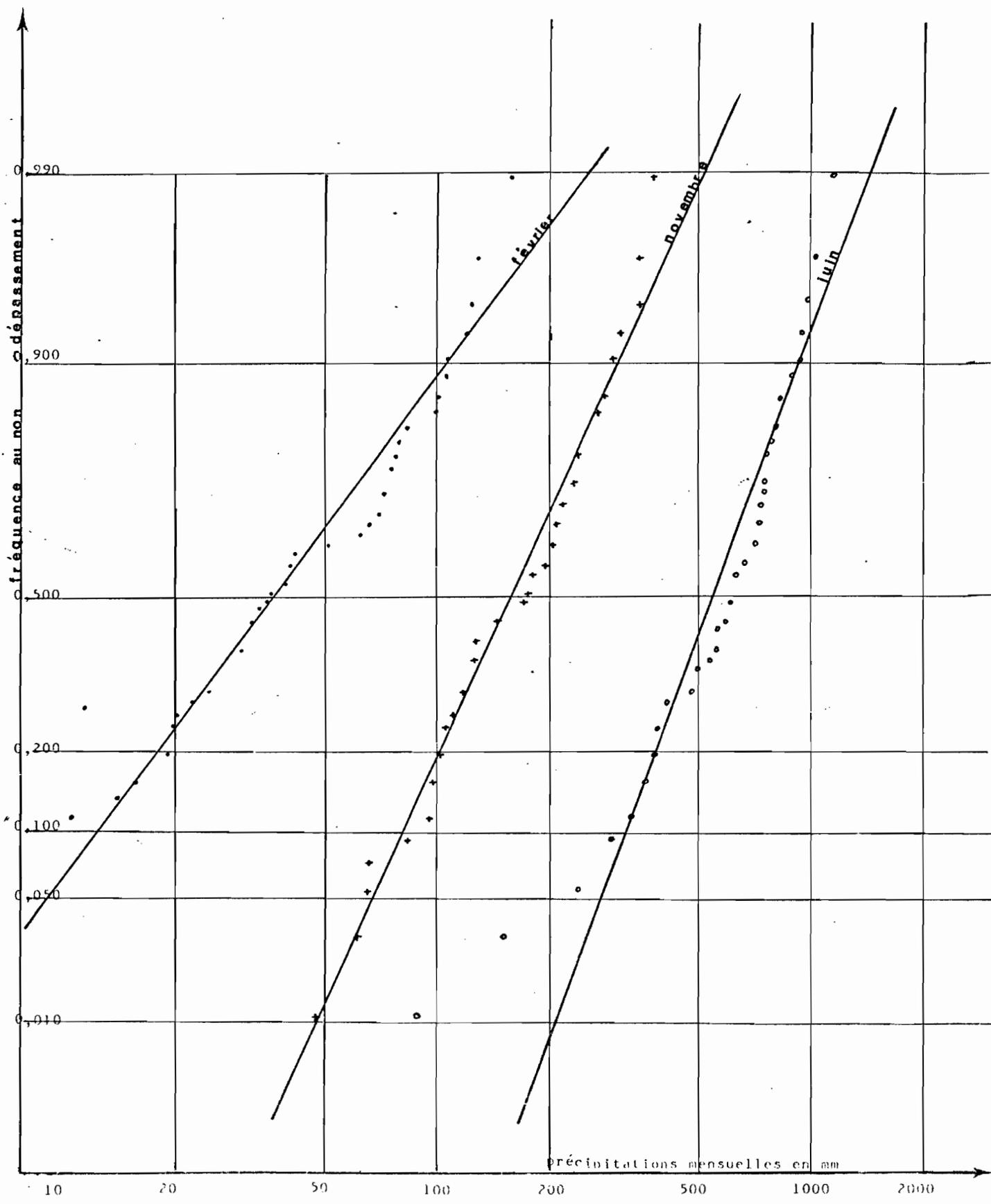
Remarque : Il apparaît sur ce tableau que le nombre de jours de pluie est constamment élevé au mois de juin (21 à 22 jours de pluie en moyenne), alors qu'au mois de juillet il peut être tantôt assez élevé (jusqu'à 28 jours) tantôt très faible et même nul.

fig 4

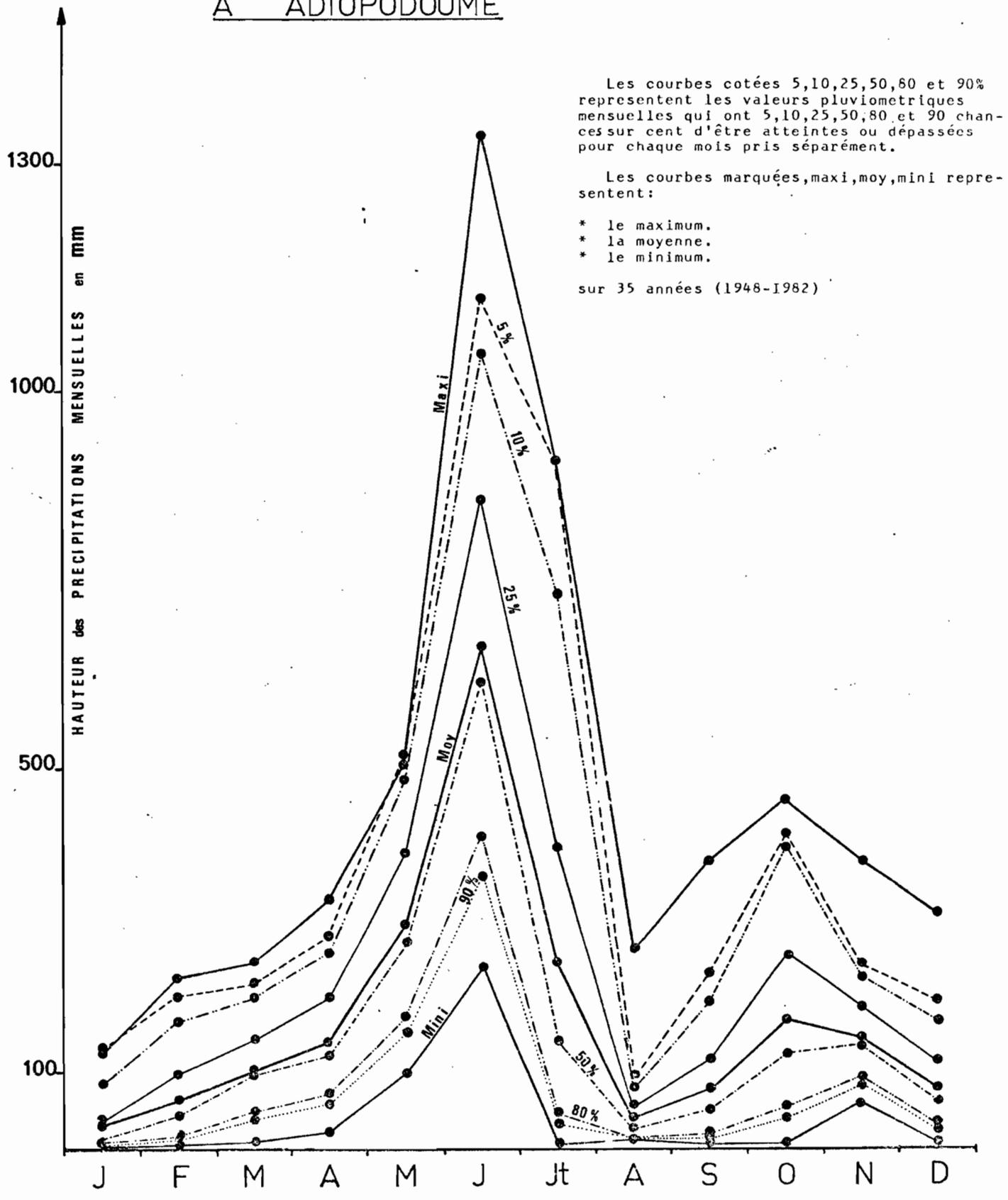
AJUSTEMENT D'UNE LOI GAUSSO-LOGARITHMIQUE AUX PRECIPITATIONS
MOISIELLES A ADIOPODOUM (1948 - 1952)



ADJUSTEMENT D'UNE LOI GAUSS-LOGARITHMIQUE AUX PRECIPITATIONS
MENSUELLES A ABIDJAN AÉRO (1935-1957)



PLUVIOMETRIE MENSUELLE A ADIOPODOUME



PLUVIOMETRIE MENSUELLE A ABIDJAN AERO

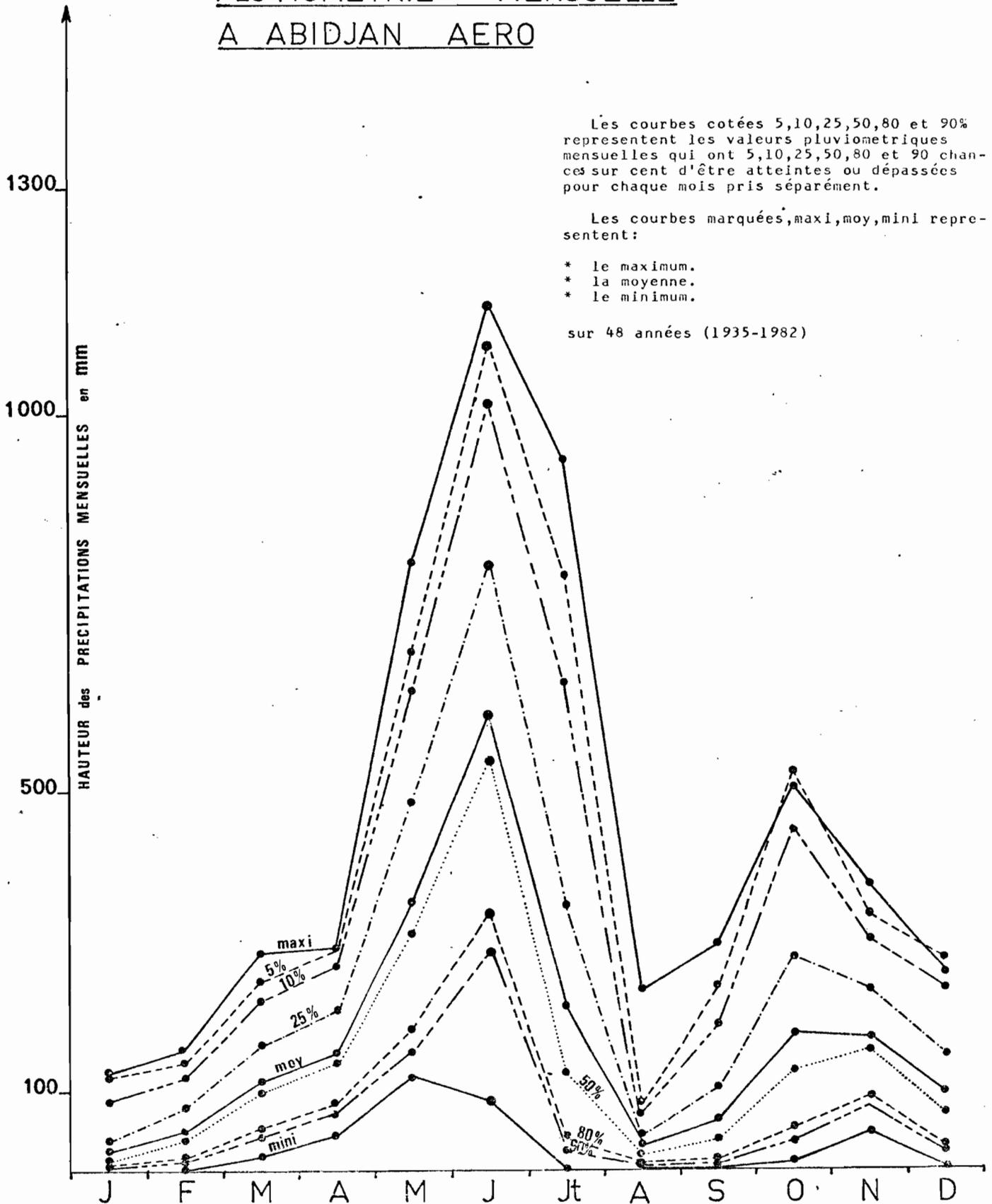


Tableau n° IV : Nombre moyen de jours de pluie ayant atteint ou dépassé une hauteur de précipitation donnée.

a/ Adiopodoumé (1948-1982)

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNEE
≥ 10	0,9	1,8	3,1	3,9	7,5	12,9	5,1	0,9	1,8	4,6	4,9	2,6	50,0
≥ 25	0,3	0,9	1,5	2,0	4,4	7,8	3,0	0,3	0,8	2,1	1,6	0,8	25,5
≥ 50	0,1	0,1	0,3	0,6	1,4	4,5	1,4	0,1	0,3	0,5	0,4	0,1	9,8
≥ 100	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	1,6	0,6	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	2,7

b/ Abidjan Aéro (1935-1982)

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANNEE
≥ 10	0,9	1,4	3,6	4,6	8,8	11,9	3,9	0,7	1,5	4,5	5,5	3,1	50,4
≥ 25	0,2	0,6	1,7	2,3	4,6	7,7	2,3	0,2	0,5	2,2	2,0	1,3	23,8
≥ 50	0,0	0,2	0,3	0,3	2,2	4,2	1,3	0,1	0,2	0,9	0,6	0,2	10,5
≥ 100	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5	1,1	0,4	0,0	0,0	0,2	0,1	0,0	2,3

Tableau n° V : Précipitations exceptionnelles

a/ Adiopodoumé (1948-1982)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Nombre de fois où la pluie journalière a dépassé 150 mm
0	0	0	0	3	19	6	0	0	0	0	0	
74,2	123,0	86,2	95,5	173,2	237,5	183,0	71,1	135,4	128,0	105,2	146,9	Maximum journalier

b/ Abidjan Aéro (1935-1982)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Nombre de fois où la pluie journalière a dépassé 150 mm
0	0	0	0	4	15	9	0	0	2	0	0	
48,6	102,2	102,3	94,1	231,5	257,4	219,8	137,1	122,1	172,2	112,0	131,5	Maximum journalier

Etude statistique des pluies journalières

Les échantillons de précipitations en 24 heures aux deux stations ont été traités par la loi gamma incomplète (PEARSON III), et l'adéquation est assez bonne. Le tableau VI regroupe les résultats obtenus.

Tableau n° VI : Ajustement d'une loi Gamma incomplète aux pluies journalières aux deux stations.

Fréquence	1	0,50	0,20	0,10	0,05	0,02	0,01
Récurrence	annuelle	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Adiopodoumé P (mm)	137,5	166,0	204,5	233,9	264,2	304,7	336,1
Abidjan Aéro P (mm)	133,1	160,4	194,5	222,9	249,7	287,4	315,6

En 1974, une étude de BRUNET-MORET sur ces mêmes stations, portant sur les périodes 1935-1974 (Abidjan-Aéro) et 1948-1974 (Adiopodoumé) avait donné les résultats suivants, toujours selon une loi gamma incomplète :

Fréquence	1	0,50	0,20	0,10	0,05	0,02	0,01
Adiopodoumé P (mm)	135,0	162,1	198,9	227,4	256,2	294,8	324,3
Abidjan Aéro P (mm)	134,0	160,6	196,5	224,2	252,3	292,9	316,6

Ces résultats diffèrent légèrement des nôtres, mais on observe la même différence entre les précipitations journalières aux deux stations ; les valeurs journalières correspondant à diverses fréquences sont légèrement plus fortes (+ 0,7 à + 2 % en 1974, + 3 à + 6,5 % en 1982) à Adiopodoumé.

II.5. L'ETUDE DES AVERSES INDIVIDUALISEES ET SON IMPORTANCE

A défaut de données suffisantes sur les débits de ruissellement urbain, on admet en général (même si cela n'est pas justifié) que le débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant a même période de retour que la pluie qui lui a donné naissance. C'est ainsi que les systèmes de drainage urbains sont dimensionnés pour la précipitation la plus intense pouvant survenir pour une période de retour donnée. Le choix de cette récurrence obéit essentiellement à des critères économiques (coût des dégâts occasionnés par un sous-dimensionnement en regard du coût supplémentaire d'ouvrages plus importants), mais également à des intérêts confortatifs. En définitive on ne recherche pas une protection absolue, mais une protection contre une "averse type" de probabilité déterminée, d'où la notion de "pluie de projet", ou pluie contre laquelle on voudrait se prémunir.

Une résolution rationnelle de ce problème passe par une analyse détaillée des averses prises individuellement.

L'analyse de l'information pluviographique permet d'individualiser les averses constituant le total journalier de précipitations. Les précipitations journalières (surtout les plus fortes) peuvent ainsi être réparties en une, deux ou trois averses individualisées et même plus.

La station d'Adiopodoumé dispose d'une vingtaine d'années d'enregistrements que nous utiliserons dans le cadre de cette étude, pour compléter les enregistrements des cinq pluviographes installés à Yopougon pour les deux années d'étude.

A défaut de présenter ici les résultats d'analyse de ces enregistrements (leur étude en est encore à ses débuts), nous nous proposons d'exploiter les courbes "Intensité - Durée - Fréquence" (courbes I - D - F) issues de l'analyse d'une vingtaine d'années d'enregistrements à Abidjan-Aéro, que la DCAD a bien voulu mettre à notre disposition ; mais auparavant nous décrirons brièvement la démarche qui a permis d'arriver à ces résultats.

II.5.1. Etude des intensités durant une averse. élaboration des courbes I - D - F

Les averses les plus intéressantes pour ce genre d'étude sont celles comportant une période de forte pluie ininterrompue ; de telles averses durent rarement plus de quelques heures.

En effet, l'intensité des précipitations varie à chaque instant au cours d'une même averse. On appelle hyétogramme, l'histogramme qui donne la hauteur de la pluie (c'est-à-dire l'intensité moyenne de la pluie, généralement exprimée en mm/h), tombée par unité de temps.

Si l'on admet le principe de la linéarité de la transformation pluie-débit, base de la théorie de l'hydrogramme unitaire, le débit maximum ne sera observé à l'exutoire que lorsque la totalité du bassin aura apporté sa contribution au débit. Ainsi, les averses pouvant provoquer le débit maximum à l'exutoire sont celles dont la durée est au moins égale au temps de concentration, t_c , du bassin. Le débit maximum sera donc celui provoqué par l'intensité maximale moyenne sur la durée t_c au sein de l'averse.

On va alors estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps Δt égal au temps de concentration des différents points du réseau, et qui sera atteinte ou dépassée une fois en T années.

Dans la pratique, on détermine l'intensité moyenne maximale correspondant à des intervalles de temps compris entre 5 minutes et quelques heures, au cours d'averses de diverses durées. D'après les observations disponibles, on obtiendra ainsi pour chaque intervalle Δt , un échantillon de valeurs, $i_M = \frac{\Delta h}{\Delta t}$ (avec Δh égal hauteur de pluie sur l'intervalle de temps Δt), que l'on classera par ordre de grandeur décroissante.

Pour chaque valeur Δt , les valeurs i_M forment une série statistique dont on peut définir la répartition.

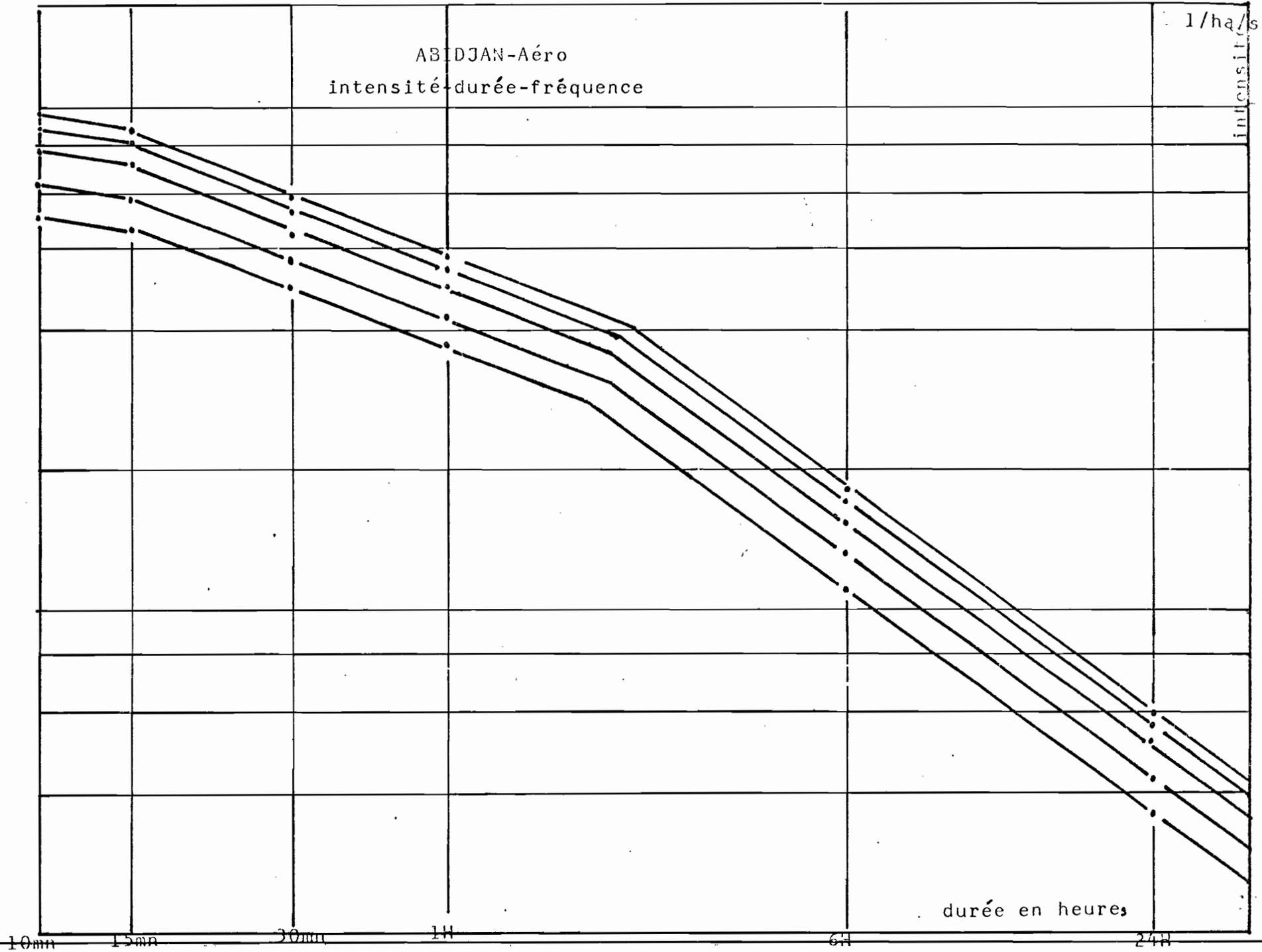
En pratique, les résultats des dépouillements ainsi effectués sont synthétisés :
soit par une famille de courbes donnant pour un "temps de récurrence" T déterminé, l'intensité moyenne maximale en fonction de l'intervalle de temps Δt ; ce sont les courbes "Intensité - Durée - Fréquence" (Fig. 8)

soit par des formules qui sont une adaptation mathématique de ces courbes ; ce sont les classiques formules de TALBOT (de la forme $i_M = \frac{a}{t+b}$), de GRISOLLET et de MONTANA (de la forme $i_M = a (t - b)^{-n}$) etc..

fig. 8

ABIDJAN-Aéro
intensité-durée-fréquence

20 ans
10
5
2
1



R.C.I. N°

DESSINE PAR

O.N.S.T.O.M. Service Hydrologique

intensité

10

durée en heures

10mn

15mn

30mn

1h

6h

24h

II.5.2. Utilisation des courbes "I - D - F"

Des courbes I - D - F, nous avons tiré les valeurs des intensités maximales pour différentes durées et diverses fréquences du tableau n° VII. On a extrait également les courbes "Hauteur - Fréquence - Durée" plus pratiques de la figure 9.

Tableau n°VII : Intensité maximale (en mm/h) des averses pour différentes durées et diverses fréquences ou récurrence à Abidjan-Aéro.

Durée de la tranche	F	1	0,50	0,20	0,10	0,05
	R	1 an	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans
5 mn		142,0	171,0	199,8	226,8	235,8
10 mn		126,0	151,2	178,2	198,0	208,8
15 mn		118,8	142,2	165,6	187,2	194,4
20 mn		106,2	124,2	145,4	161,3	172,1
25 mn		97,2	113,0	131,8	145,8	156,2
30 mn		90,0	104,4	120,6	135,0	144,0
40 mn		79,2	92,2	106,6	118,1	126,4
50 mn		72,0	83,9	97,2	107,3	114,5
60 mn		67,2	77,4	90,0	99,0	106,2
70 mn		62,6	72,4	84,2	92,9	99,2
80 mn		59,0	68,4	79,2	87,8	93,6
90 mn		56,2	64,8	74,9	83,2	88,9
120 mn		48,2	55,4	64,1	71,3	75,6
6 h		17,2	20,5	24,5	26,6	28,8
24 h		6,5	7,7	9,0	10,1	10,8

De ce tableau, on déduit les hyétogrammes classés (Fig. 10) des averses pour différentes fréquences ; la première tranche de chaque hyétogramme est la valeur de l'intensité maximale en 5 mn ; la seconde tranche (de durée 5 mn) a une valeur telle que l'intensité moyenne des deux premières tranches corresponde à l'intensité maximale en 10 mn ; la troisième tranche (de 5 mn également) a une valeur telle que l'intensité moyenne des trois premières tranches corresponde à l'intensité maximale en 15 mn etc...

Le tableau VIII représente les valeurs des hyétogrammes ainsi calculés :

Tableau n°VIII: Hyétogrammes classés pour différentes récurrences (intensité en mm/h)

Durée de la tranche	R	1 an	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans
5 mn		142,0	171,0	199,8	226,8	235,8
5 mn		110,4	132,0	157,2	169,2	181,8
5 mn		104,4	123,6	140,4	165,6	165,6
5 mn		68,4	70,8	82,8	84,0	105,6
5 mn		61,2	68,4	76,8	82,8	92,4
5 mn		54,0	61,2	64,8	81,6	82,8
10 mn		46,8	55,8	64,8	67,2	73,8
10 mn		43,2	50,4	59,4	64,2	66,6
10 mn		43,2	45,0	54,0	57,6	64,2
10 mn		34,8	42,6	51,6	56,4	57,0
10 mn		34,2	40,2	42,0	52,2	54,6
10 mn		33,6	36,0	40,2	46,2	51,0
30 mn		24,2	26,0	31,8	35,6	35,8

A partir des hyétogrammes classés, on détermine les caractéristiques (hauteur, durée) des corps d'averses.

Le corps de l'averse ou pluie utile; est la fraction de pluie suffisamment intense pour avoir pu provoquer le ruissellement sur le bassin étudié. Le seuil de définition de cette fraction est fonction des conditions de saturation optimale du bassin. On le détermine en étudiant les réactions du bassin (ruissellement total ou partiel, absence de ruissellement) aux précipitations en fonction des caractéristiques des averses antérieures. Après avoir retenu un seuil, les hauteurs des corps d'averses pour différentes récurrences sont déduites du hyétogramme classé en sommant les tranches d'intensité supérieure au seuil et leur durées en sommant les tranches de durée correspondantes.

fig 9

COURBES HAUTEUR-FREQUENCE-DUREE

Abidjan Aéro

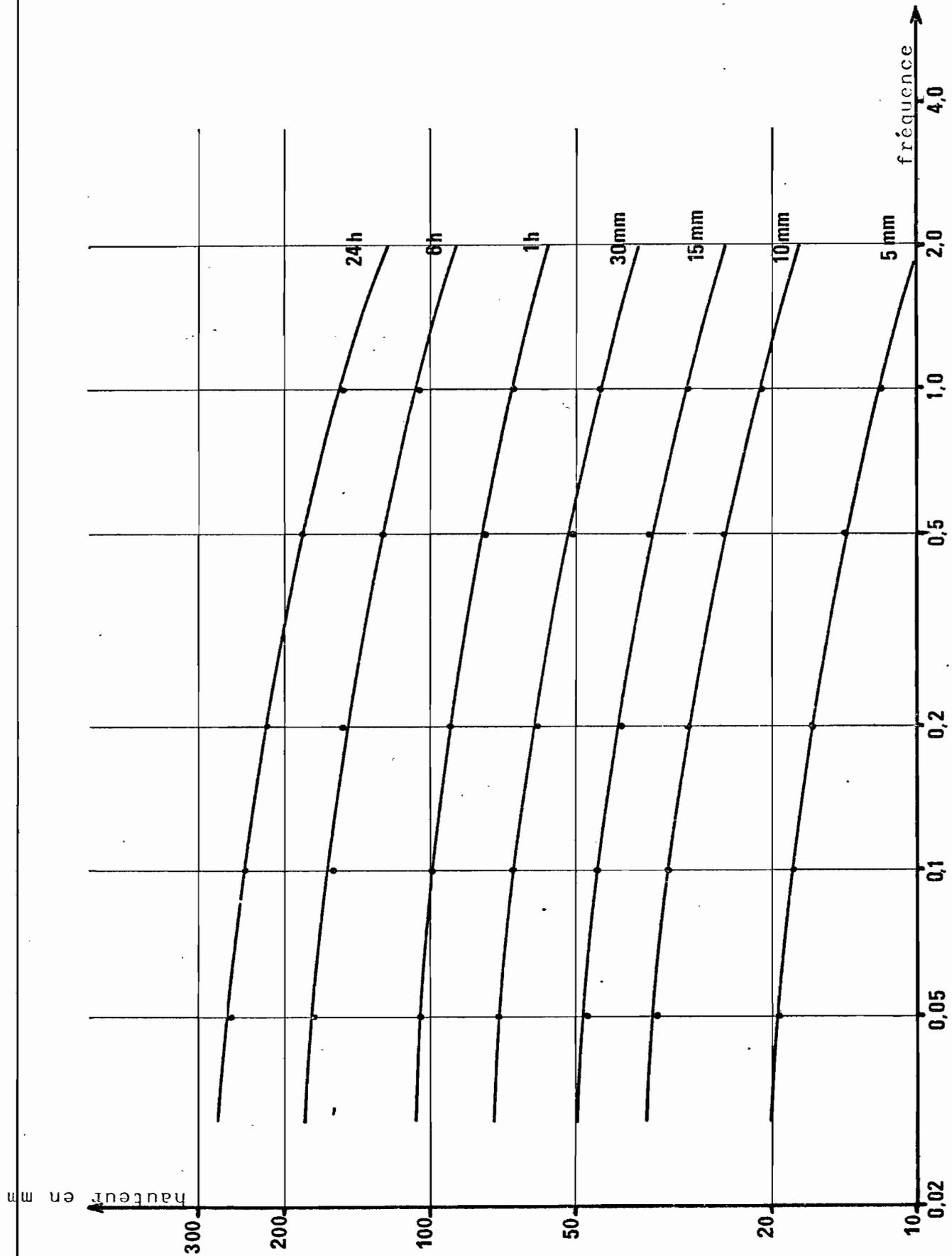
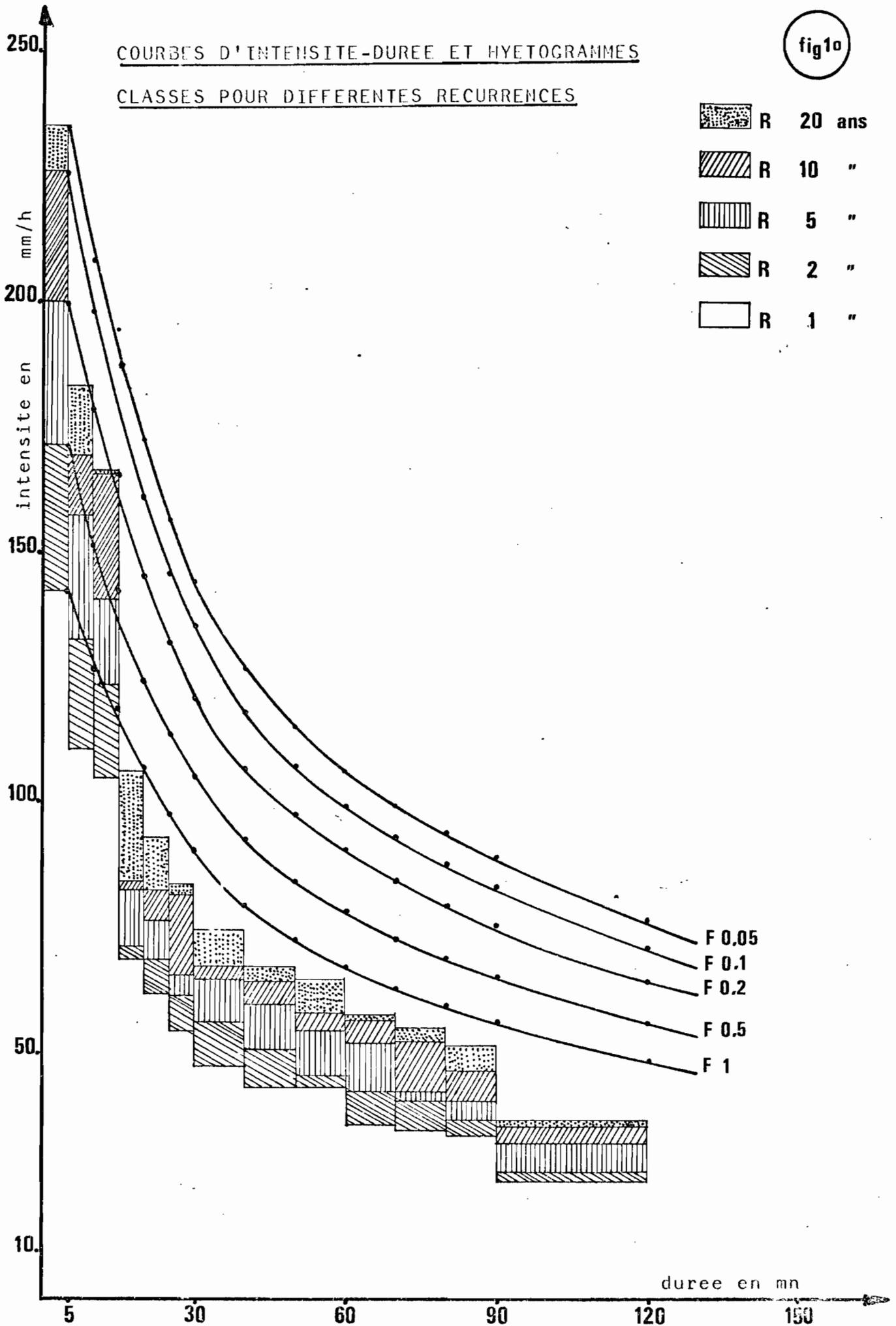


fig 10

COURBES D'INTENSITE-DUREE ET HYETOGRAMMES

CLASSES POUR DIFFERENTES RECURRENCES

-  R 20 ans
-  R 10 "
-  R 5 "
-  R 2 "
-  R 1 "



II.5.2.1. Hyètoqramme type correspondant à différentes récurrences

Il s'agit ici d'un point assez délicat en hydrologie urbaine. En effet, la distribution des intensités de la pluie dans le temps est un phénomène aléatoire, et il paraît très hasardeux d'affecter une "période de retour" à une distribution quelconque.

D'un autre côté, la position dans le temps de l'intensité maximale est très importante pour le dimensionnement des canaux d'évacuation. En effet, si la période de pluie intense se présente au début de l'averse alors que les canaux sont à sec, ou ne transportent qu'un débit faible, le volume d'eau absorbé par ces derniers pour atteindre leur tirant d'eau maximum jouera le rôle de "réservoir-tampon" qui réduira le débit maximum à écouler ; on pourra donc adopter pour les ouvrages, des dimensions plus faibles que celles qui seraient nécessaires si le maximum d'intensité se plaçait au milieu ou à la fin de l'averse.

Les courbes "I - D - F" nous donnent les hyètoqrammes bruts des averses types, mais ne nous disent rien sur leur forme.

On peut tenter de résoudre ce problème en procédant à une étude statistique des formes des averses de différentes récurrences, ce qui suppose la connaissance d'un grand nombre d'averses comportant de fortes intensités. Mais l'information suffisante est rarement disponible, compte tenu des durées d'observation généralement très courtes. Les hyètoqrammes qu'on retiendrait dans ce cas, sont ceux qui ont une "apparition moyenne".

Plusieurs autres méthodes sont proposées pour résoudre le problème :

II.5.2.1.a - La méthode de KEIFER

A partir d'une courbe "intensité - durée - période de retour", correspondant à une fréquence donnée, KEIFER construit un hyètoqramme ayant pour toute durée t , la même intensité moyenne que celle donnée par la courbe. Un tel hyètoqramme présente une pointe d'intensité à son début pour $t = 0$.

Soit $i_M(t, T)$ l'équation de la courbe "intensité - durée" de période de retour T . Le volume $H(t, T)$ de pluie tombée au temps t est alors :

$$H(t, T) = i_M(t, T) \times t \quad [1 - a]$$

Si $i(t, T)$ est le hyètoqramme de KEIFER, on doit avoir :

$$i(t, T) = \frac{d}{dt} [i_M(t, T) \times t] \quad [2 - a]$$

Sur une période de pluie intense de durée t_c , on peut caractériser la forme du hyètoqramme par un rapport r , en considérant l'averse en deux parties : l'une de durée $t_{av} = r t_c$ précédant la pointe d'intensité, et l'autre de durée $t_{ap} = (1 - r) t_c$ suivant la pointe. Le rapport r varie de 0 à 1 ; à partir d'averses orageuses enregistrées sur la ville de Chicago, KEIFER a pu donner une valeur expérimentale du coefficient r .

Partant de l'expression analytique [2 - a], correspondant à $r = 0$, on trouve celle du "hyètoqramme de projet" correspondant à la valeur expérimentale de r trouvée. La figure 11 donne le principe de construction et l'allure du hyètoqramme.

Le problème qui se pose alors c'est la période de retour à attribuer à un tel hyètoqramme

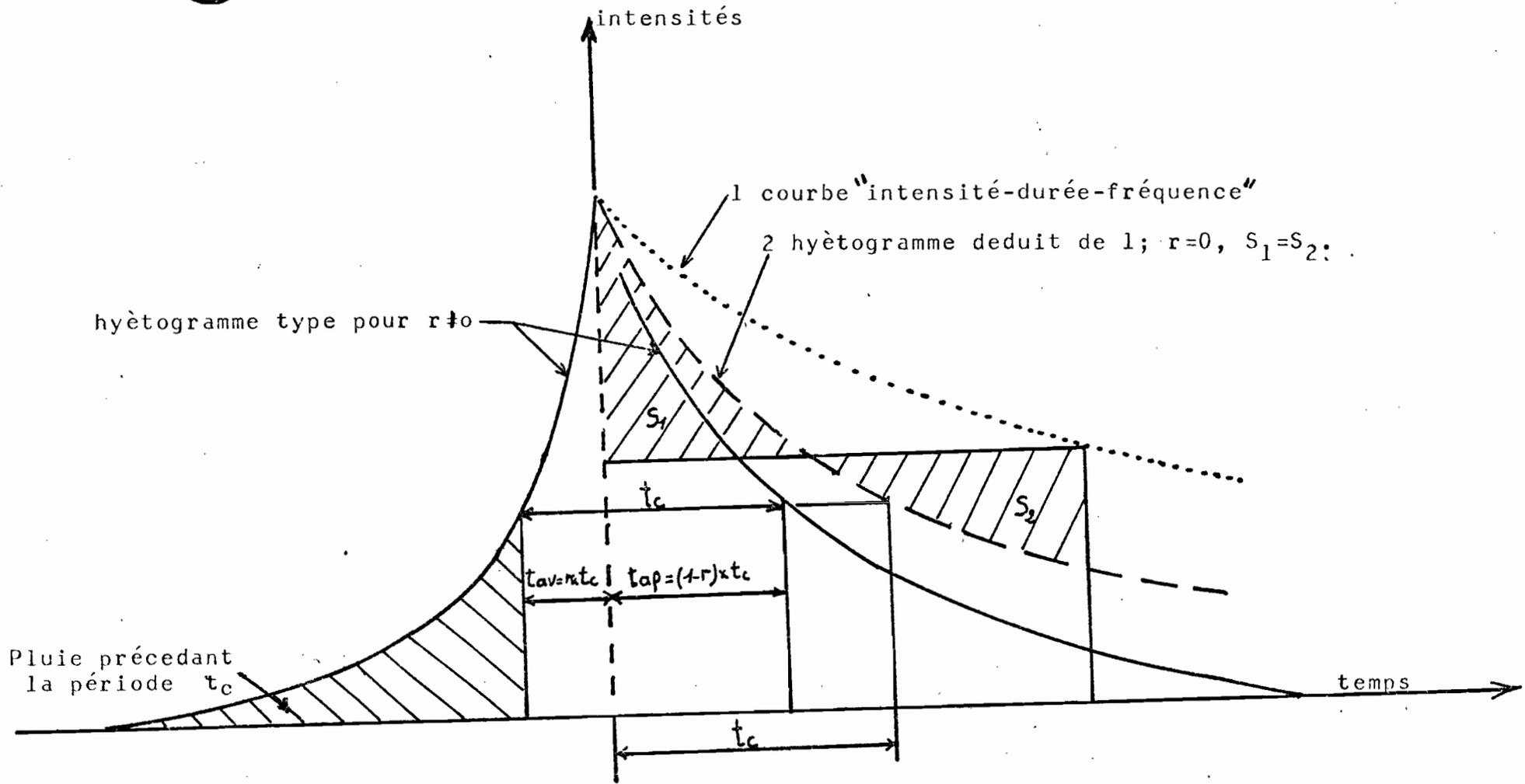
KEIFER propose de lui attribuer la période de retour T de la courbe "intensité - durée - période de retour" qui a servi à l'établir. Or, l'association des tranches d'intensité maximale de même récurrence T au sein d'un même hyètoqramme conduit à un hyètoqramme de récurrence T' supérieure à T (IKOUNGA, 1978). C'est là l'inconvénient majeur de la méthode.

II.5.2.1.b - La méthode de la SOGREAH

NORMAND de la Société Grenobloise d'Hydraulique Appliquée (SOGREAH) a tenté de trouver une solution à cet inconvénient, en cherchant à associer à une intensité maximale moyenne de période de retour donnée, sur une durée donnée, des intensités maximales moyennes de périodes de retour différentes sur d'autres durées.

A partir d'enregistrements d'averses à 4 stations françaises il étudie les intensités maximales moyennes sur un couple de durées (t_1, t_2) pris parmi les suivantes : 5 mn, 15 mn, 30 mn, 1 H, 3 H, 6 H. Chaque averse fournit des couples $(\bar{i}_M(t_1), \bar{i}_M(t_2))$. Pour ces couples, il réalise les corrélations $\bar{i}_M(t_2) = f(\bar{i}_M(t_1))$.

fig-11



CONSTRUCTION D'UN HYETOGRAMME DE PROJET D'APRES KEIFER

A une intensité maximale moyenne $\bar{i}_M(t_1, T)$, sur la durée t_1 , et de période de retour T , est associée, dans la corrélation, une intensité maximale moyenne $\bar{i}_M(t_2, \bar{i}_M(t_1, T))$, dont la période de retour T' est inférieure à T . Il a ensuite calculé les coefficients d'atténuation "a" pour chaque couple (t_1, t_2) pour chaque station :

$$a = \bar{i}_M(t_2, \bar{i}_M(t_1, T)) / \bar{i}_M(t_2, T)$$

Les résultats moyens de l'ensemble de stations pour $T = 10$ ans, sont donnés par la figure 12.

Pour placer les différents volumes au sein d'un hyétogramme, NORMAND étudie les décalages médians entre les débuts des périodes d'intensité maximale moyenne en 5 mn, 15 mn, 30 mn, 3 H, 6 H et le début de l'intensité maximale moyenne en 1 H. Ces décalages médians et les corrélations précédemment définies permettent la construction de "hyétogrammes types" statistiquement équivalentes aux pluies observées.

Il existe plusieurs autres méthodes, dont deux de DESBORDES, exposées dans sa thèse.

Pour son étude sur le ruissellement urbain à Ouagadougou, LE BARBE (1982) détermine les formes types de la manière suivante :

Après avoir déterminé la distribution des durées des corps d'averses, il fait une partition de l'ensemble de ces corps basée sur leurs durées ; il admet que la forme du hyétogramme de la pluie efficace de chaque classe est la forme moyenne de tous les corps d'averses de la classe et lui attribue comme maximum, la moyenne des maxima des formes de la classe, sa position étant la position moyenne de ces maxima ; la proportion des hauteurs des pluies tombées avant et après le maximum étant aussi égale à la proportion moyenne des formes de la classe.

Une telle démarche basée sur la moyenne des distributions, pour être rigoureuse doit s'appuyer sur un échantillon assez important.

II.6. ETUDE DE L'ABATTEMENT SPATIAL DES PLUIES

Les analyses qu'on vient de faire portaient sur des observations ponctuelles ; il va donc de soi que le hyétogramme type établi à partir de telles observations est considéré comme celui d'une pluie ponctuelle. La pluie n'étant pas homogène sur tout le bassin versant considéré, il faut maintenant déterminer la "pluie globale" responsable du ruissellement sur l'ensemble du bassin.

Les bassins urbains étant généralement de petites tailles (quelques ha à quelques centaines d'ha), on admettra que les variations spatiales des caractéristiques de la pluie sont suffisamment faibles pour que l'on puisse considérer les valeurs moyennes comme représentatives de la pluviométrie sur le bassin.

La distribution de ces valeurs moyennes n'est cependant pas à priori, identique à celle des valeurs ponctuelles, même si elle en dépend.

L'idéal serait de disposer, pour un bassin versant donné, d'une très grande densité d'appareils (en hydrologie urbaine, on conseille un pluviographe pour 45 ha et un pluviomètre pour 10 ha), observés pendant très longtemps, ce qui donnerait directement la distribution statistique de la pluie moyenne. Dans la pratique, ce n'est pas, ou presque jamais le cas (à Yopougon par exemple, on a installé simplement 5 pluviographes pour près de 1.000 ha).

En conséquence, pour pallier cette carence, à partir d'un petit nombre d'années d'observation de valeurs moyennes, on définit des fonctions permettant de passer des pluies ponctuelles à la pluie moyenne. Ce sont les fonctions "coefficient d'abattement".

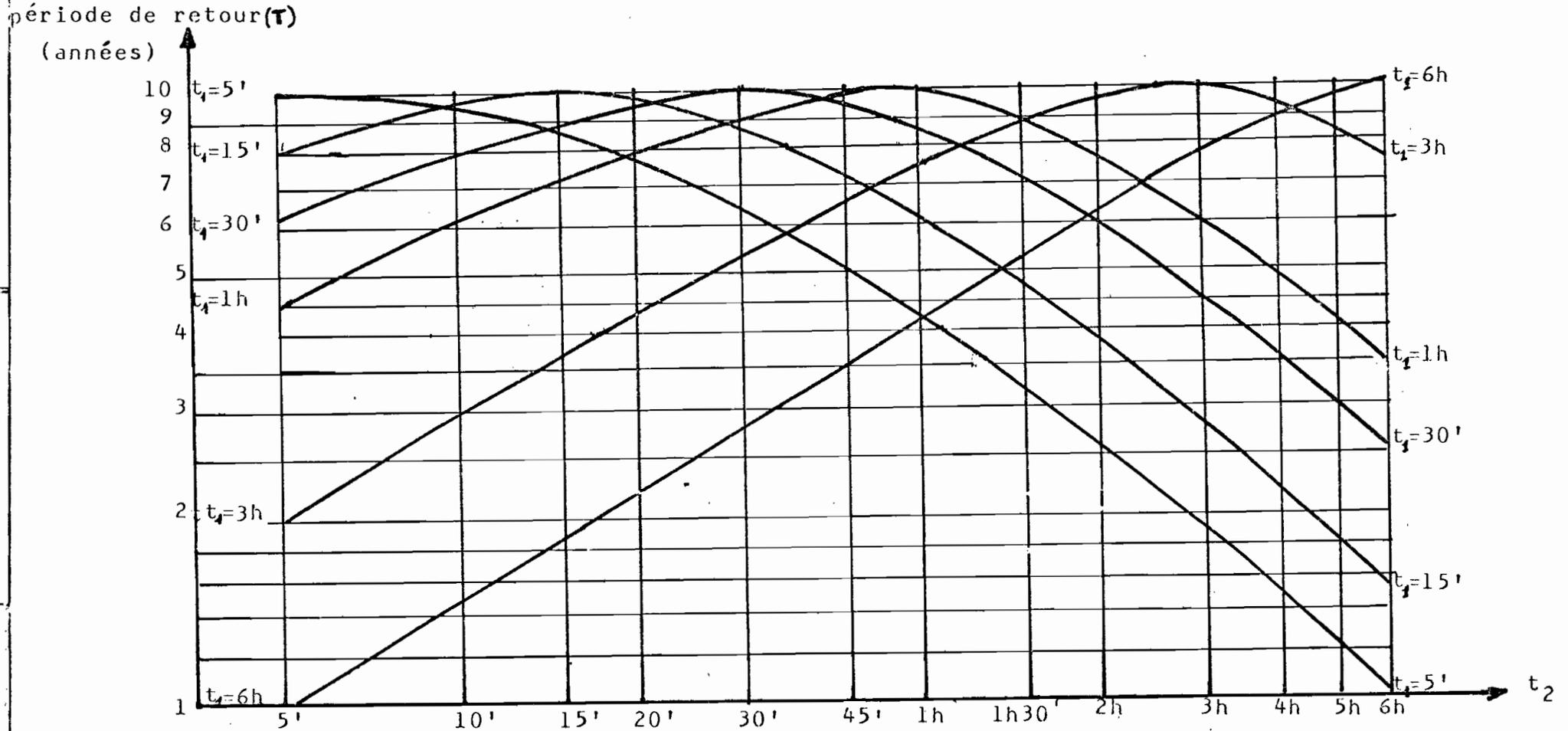
En toute rigueur, il faudrait donc déterminer de telles fonctions pour toutes les variables de la pluie ponctuelle ; hauteurs de pluies tombées pendant différentes durées, durée des averses, forme des hyétogrammes etc... ; ce qui représenterait un travail énorme sans rapport avec le gain de précision que l'on obtiendrait.

En général, on étudie uniquement l'abattement des hauteurs de pluie, en considérant que les autres paramètres ont une distribution identique à celle de la pluie ponctuelle.

fig-12

PERIODE DE RETOUR DES INTENSITES $I(t_2)$ ASSOCIEES A UNE INTENSITE DECENNALE $I(t_1)$ DANS UN HYETOGRAMME DECENNAL CENTRE SUR $I(t_1)$. (Valeurs moyennes françaises)

d'après D. NORMAND (SOGREAH)



Diverses méthodes sont proposées dans la littérature pour résoudre le problème.

BRUNET-MORET et ROCHE proposent dans un article du Cahier ORSTOM (1966), une méthode pour l'abattement des pluies journalières.

Etant donnée une "station longue durée" prise en compte pour une étude, pour les années où il y a eu observation des valeurs moyennes, on effectue une partition de l'ensemble des pluies ponctuelles basées sur leur hauteur, en se limitant aux pluies supérieures à 20 mm (pluie pouvant provoquer un ruissellement notable);

somme des $P_m > 20$ mm
 somme des $P_m > 30$ mm
 somme des $P_m > 40$ mm etc... ;

dans chaque classe ainsi définie, on détermine la distribution observée des pluies moyennes. On compare ensuite l'effectif observé e_o de chaque classe à l'effectif théorique e_c , déterminé par la loi de probabilité des hauteurs ponctuelles que l'on a ajustées à partir d'un grand nombre d'années d'observations. On admet alors que pour chaque classe, la distribution réelle des pluies moyennes se déduit de celles observées par l'affinité e_c/e_o . Des distributions ainsi calculées, est déduite celle des pluies moyennes, que l'on compare à celle des pluies ponctuelles pour déterminer les coefficients d'abattement pour diverses fréquences, K_f ;

$$K_f = \frac{P_f}{P_{P_f}}$$

avec : K_f = coefficient d'abattement pour la fréquence f
 P_f = pluie moyenne de fréquence f
 P_{P_f} = pluie ponctuelle de fréquence f .

VUILLAUME (1974), reprenant cette étude, a établi une équation généralisée qui permet de calculer le coefficient d'abattement K pour différentes récurrences en Afrique intertropicale.

$$K = 1 - (9 \log T - 42.10^{-3} P + 152 \pm 10) 10^{-3} \log S$$

où T est la période de retour,

P la pluviométrie moyenne interannuelle du poste longue durée de référence, (en mm),

S la superficie du bassin (en Km^2).

Cette formule s'applique aux bassins versants de superficie comprise entre 10 et 1425 km^2 .

Or, on s'intéresse dans notre étude, à des bassins versants de superficie plus petite que 10 km^2 , et à des averses individualisées de durée bien plus petite que la journée ; on peut faire l'hypothèse que la forme de la relation peut être conservée. VUILLAUME note dans son article que cette formule sous-estime la valeur de K pour les bassins de superficie inférieure à 10 km^2 .

DESBORDES cite dans sa thèse, six autres formules dans lesquelles le coefficient d'abattement est caractérisé en fonction de la surface seule, exprimée sous la forme $\alpha = A^{-\epsilon}$:

- Les formules de BURKILI donnant $0,125 < \epsilon < 0,25$
- La formule de GAUDIN en usage en Belgique donnant $\epsilon = 0,0625$
- Les formules de FRUELHING
 - $\alpha = 1 - 0,005 \sqrt{L}$ pour les bassins ramassés (L = longueur du bassin en m)
 - $\alpha = 1 - 0,006 \sqrt{1/2 L}$ pour les bassins allongés
- La formule de GRISOLLET, $\alpha = \frac{60 + 3 D}{60 + 14 D}$
 - avec D = distance du centre de l'averse (en Km)
- La formule de la SOGREAH donnant $\epsilon = 0,015$
- Le modèle tridimensionnel de pluie de OSBORN.

L'inconvénient majeur de toutes ces formules c'est qu'elles caractérisent l'abattement seulement en fonction des paramètres physiques du bassin versant. Il n'est pas certain que ce coefficient ne varie pas régionalement, ou en fonction de la fréquence de l'évènement considéré.

II.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, notre intention n'était pas de définir la "pluie de projet" comme c'eût été le cas si le dépouillement des données était terminé, mais de montrer le cheminement à suivre et les difficultés que l'on rencontre.

En effet, en raison du caractère très aléatoire de la distribution des intensités dans le temps au cours d'une averse, la définition du hyétogramme type (ou de projet) à partir des observations de pluies est un problème très délicat. Seule une étude basée sur un très grand nombre d'averses de fortes valeurs peut donner un résultat réellement valable.

III. LE RUISSELLEMENT URBAIN A YOPOUGON

III.1. PRESENTATION DU MILIEU PHYSIQUE

III.1.1. Généralités

Abidjan est une immense agglomération de près de deux millions d'habitants, bâtie au milieu d'un complexe lagunaire. Elle est construite sur une fle, sur une portion du cordon littoral qui sépare la lagune de la mer, et sur une rive continentale marquée de profondes échancrures.

C'est sur cette dernière partie que se développe actuellement la majeure partie de l'agglomération. Il s'agit d'un ensemble de plateaux situés à 30 m en moyenne au-dessus du niveau de la mer, avec un sol essentiellement sablo-argileux, donc favorable à l'urbanisation. De tout cet ensemble, c'est certainement le plateau du Banco situé au Nord-Ouest qui est voué à une urbanisation massive (il comporte un plateau de plusieurs milliers d'hectares d'un seul tenant).

Le secteur de Yopougon qui est l'objet de ce rapport se trouve au Sud de ce plateau (figure 13). C'est une agglomération en pleine expansion, dont la majeure partie de l'habitat est développée en vastes ensembles immobiliers, au réseau d'assainissement pluvial suffisamment dimensionné et en bon état pour permettre des mesures fiables. Elle comporte également des zones non loties ou en construction.

L'étude du ruissellement urbain à Yopougon est donc intéressante à plus d'un titre ; elle est intéressante pour faire une étude comparée entre une zone entièrement lotie et une autre qui ne l'est que faiblement, mais aussi pour suivre l'évolution du ruissellement sur cette dernière partie au cours de l'urbanisation.

III.1.2. Caractéristiques morphologiques et topographiques

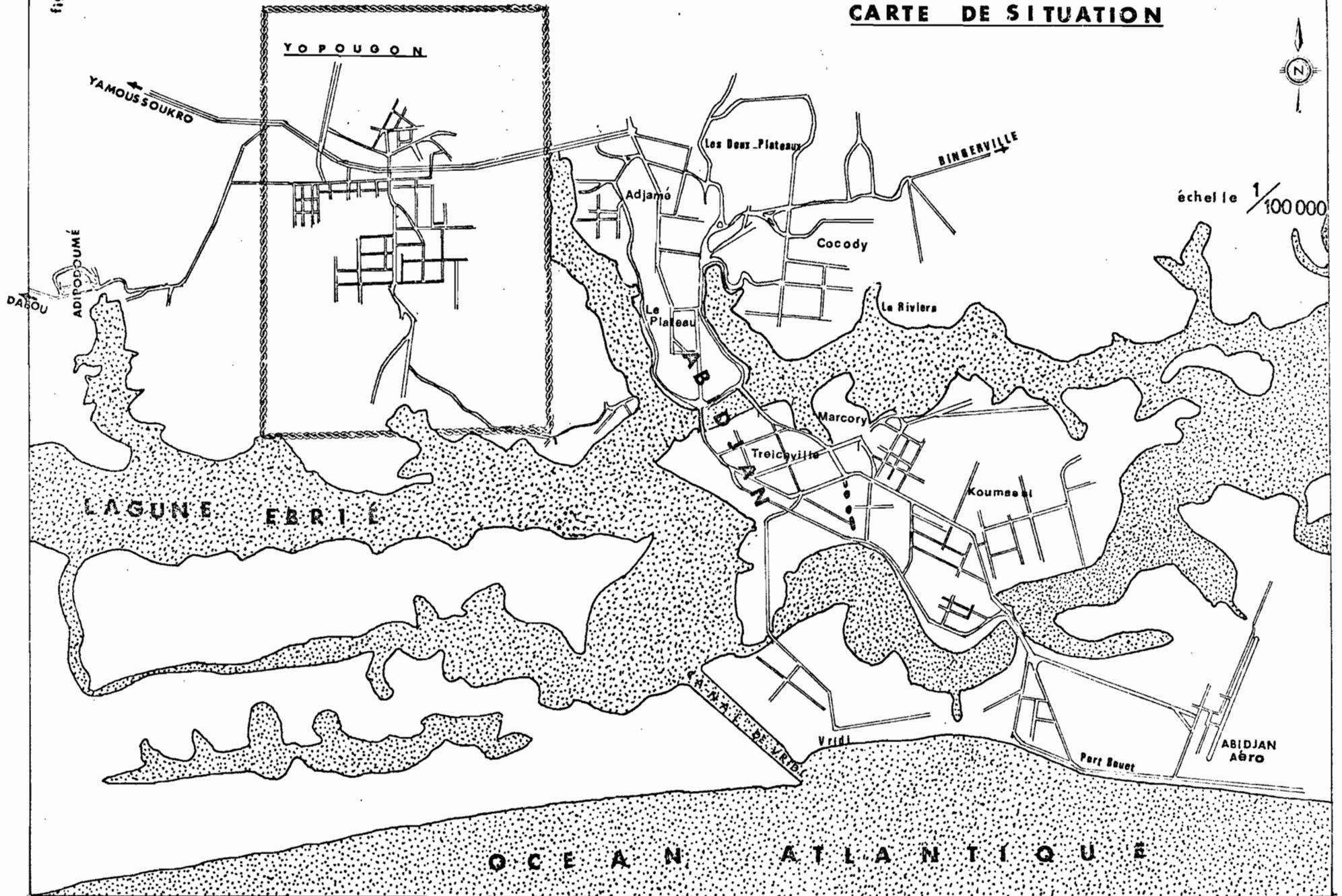
L'ensemble est divisé en 5 bassins (Fig. 14) caractérisés par un relief relativement plat, donc aux pentes très faibles.

Les limites des bassins versants ont été tracées d'après les plans cadastraux au 1/5.000^e, complétés par des visites sur le terrain. Ces limites restent imprécises dans les parties (Nord et Nord-Ouest) du bassin où les levés ne sont pas réguliers.

Les valeurs des paramètres morphologiques pour les 5 bassins sont regroupées sur le tableau IX.

fig-13

CARTE DE SITUATION



échelle 1/100 000

O C E A N A T L A N T I Q U E

BASSINS VERSANTS DE YOPOUGON ET EQUIPEMENT HYDROPLUVIOMETRIQUE

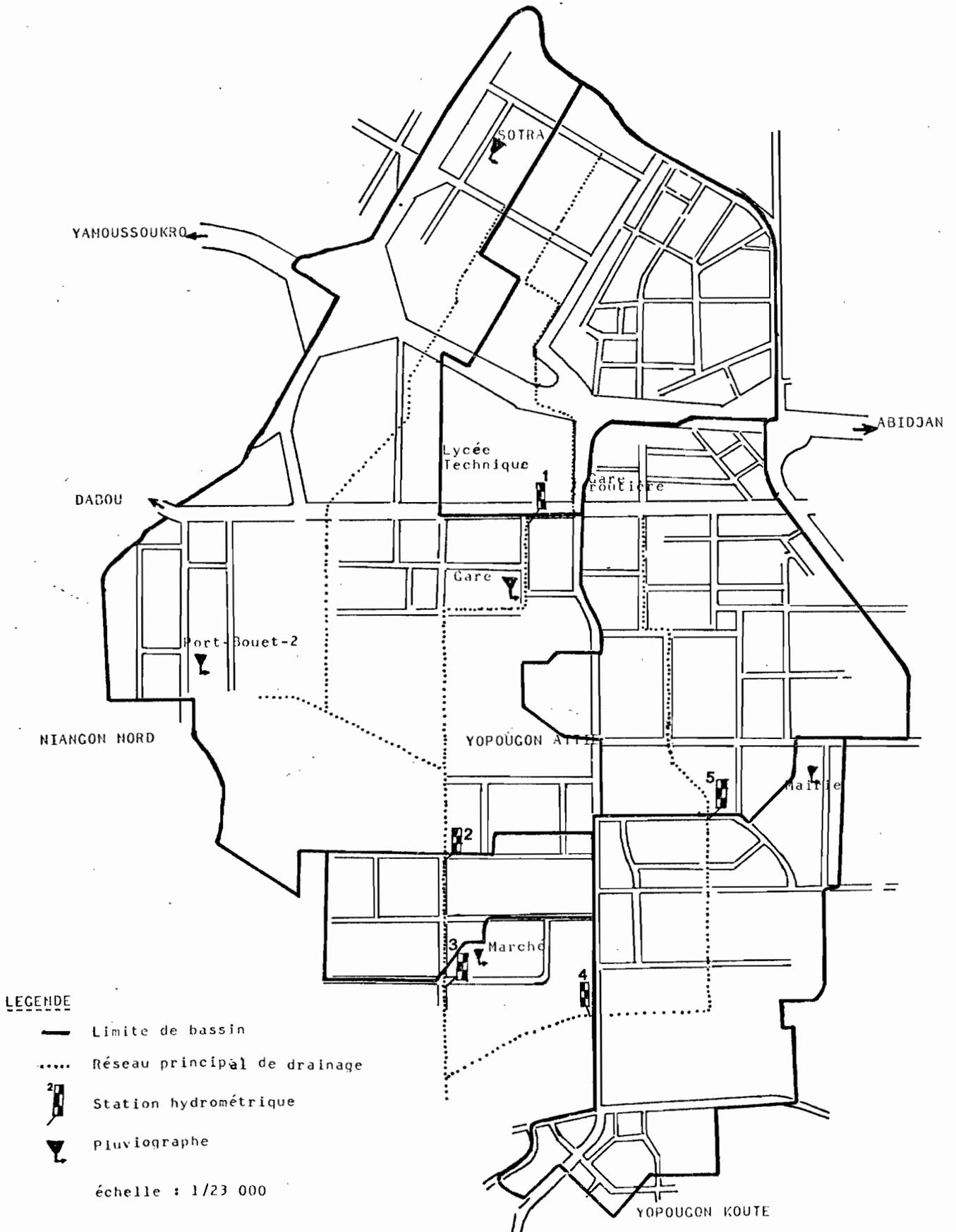


Tableau n° IX : Paramètres morphologiques

	Bassin n° 1	Bassin n° 2	Bassin n° 3	Bassin n° 4	Bassin n° 5
A (ha)	175	589	641	354	186
P (Km)	6,0	12,5	13,6	10,1	6,3
K _C	1,27	1,44	1,50	1,50	1,29
L (Km)	2,2	5,1	5,6	4,2	2,3
I %	1,5	1,5	1,5	1,8	1,7

avec A : Superficie du bassin
P : Périmètre du bassin
 $K_C : 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$: coefficient de compacité de GRAVELUS
L : Longueur du rectangle équivalent
I : Pente moyenne du bassin

III.1.3. Caractéristiques liées à l'urbanisation

Le principal effet de l'urbanisation sur le ruissellement c'est l'imperméabilisation des sols (routes bitumées, toits des maisons ... etc..), qui se traduit par un accroissement des débits de pointe et des volumes d'eau ruisselés, puis une diminution des "temps de concentration". Cet effet est tel que certains auteurs proposent que seules les surfaces imperméabilisées soient prises en compte pour évaluer les débits utilisés dans le calcul des réseaux. DESBORDES propose par exemple de ne considérer que ces surfaces quand elles occupent plus de 20 % de la surface totale, pour toutes les villes françaises.

On les détermine à partir des photographies aériennes, au besoin complétées par des visites sur le terrain. Les photographies disponibles pour la région de Yopougon datent de 1979. Compte tenu de l'évolution rapide de l'urbanisation sur le terrain, les résultats qu'on obtiendrait à partir de telles photos seraient forcément erronés.

La DCAD avait prévu pour cette année, une nouvelle couverture aérienne, mais les résultats ne sont pas encore disponibles. Nous nous sommes donc livrés à des simples observations sur le terrain, ce qui nous a permis de regrouper l'occupation du sol en 4 types différents, (Fig. 15) :

Le type T₁ - terrains sans ou avec très peu de constructions

Le type T₂ - zone industrielle, caractérisée par des constructions de grandes dimensions, au milieu des terrains vagues,

Le type T₃ - zone d'habitats denses développés en grands ensembles immobiliers (SICOGI, SOLIC, SIPOREX... etc..). Les maisons sont de petite et moyenne taille ; toutes les routes et certaines allées sont bitumées, le réseau de canalisation est dense,

Le type T₄ - zone d'habitats denses, avec la majeure partie des routes et allées non bitumées. Les maisons sont de petite taille, avec quelques petits immeubles de 2 à 3 étages en bordure des axes principaux. Le réseau de canalisation est presque inexistant.

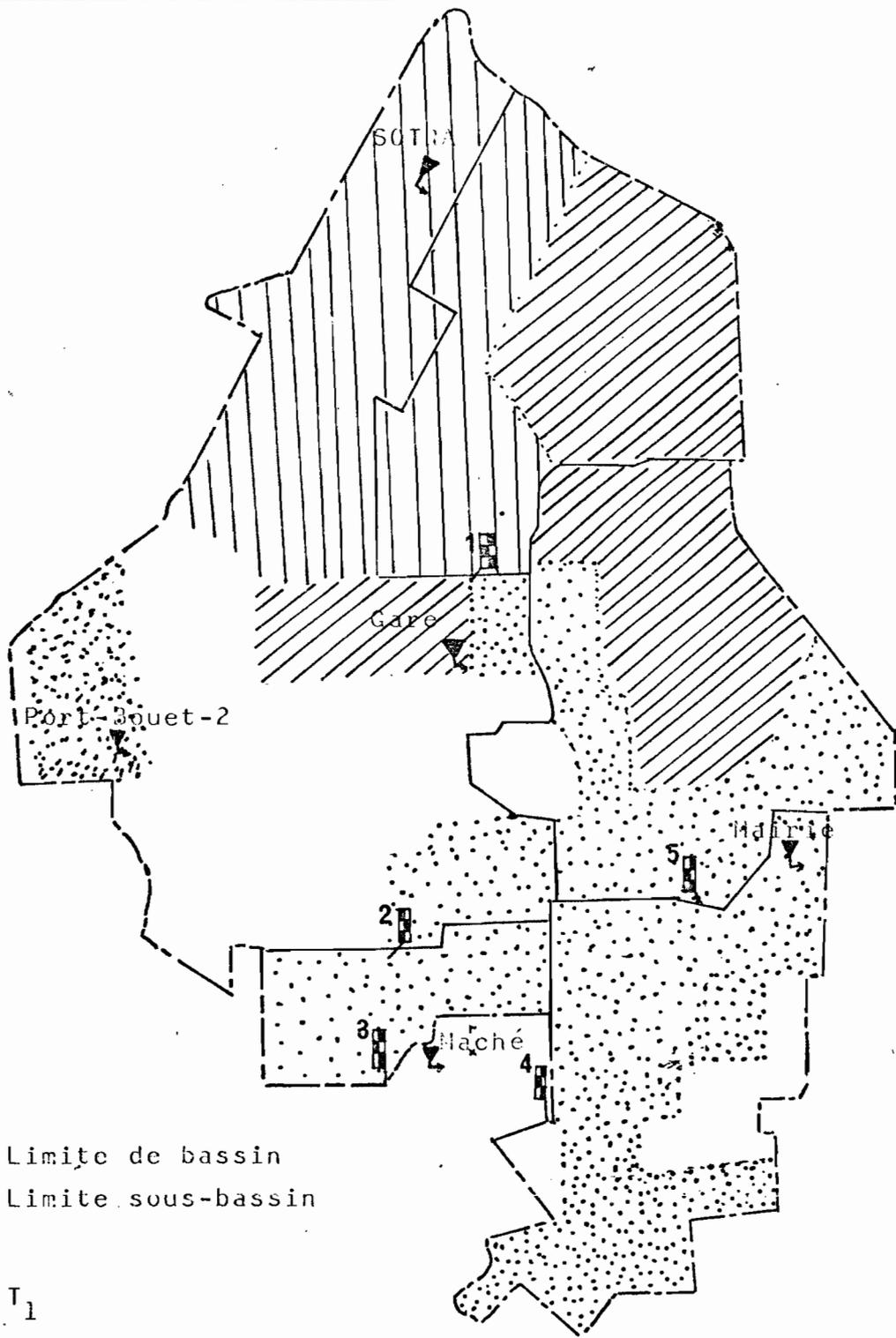
Sur le tableau n° X, nous avons regroupé le pourcentage de représentativité de chaque type d'occupation sur les différents bassins.

Tableau n° X :

Numéro du bassin	Type d'occupation en (%)				Coefficient d'imperméabilisation (%)
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	
1	0	46	0	54	35
2	31	37	10	22	25
3	28	34	17	21	30
4	14	0	59	27	60
5	8	0	41	51	60

N.B. : A défaut des photographies aériennes, les coefficients d'imperméabilisation donnés ici sont approximatifs.

fig 15



--- Limite de bassin
 — Limite sous-bassin

-  T₁
-  T₂
-  T₄
-  T₃

échelle 1/27000

CARTE DES TYPES D'OCCUPATION DU SOL

Nous les avons déterminés en nous inspirant des travaux de LE BARBE à Ouagadougou. Les taux d'imperméabilisation adoptés pour chaque type d'habitat sont les suivants : T₁ : 0 % ; T₂ : 20 % ; T₃ : 80 % ; T₄ : 50 % . Pour chaque bassin, le coefficient d'imperméabilisation est égal au rapport de la surface imperméable à la surface totale.

III.1.4. Equipements hydropluviométriques

III.1.4.1. Equipement pluviométrique

L'ensemble des bassins compte 5 pluviographes, installés entre le 19.04 et le 03.05.1983. Ce sont tous des pluviographes à augets basculeurs (1 basculement pour 0,5 mm de pluie), dont le temps de révolution des tambours est de 24 heures, installés sur les toits de maison.

Le tableau ci-dessous donne la liste des différents postes (voir fig. 14 pour la localisation), avec les coefficients de THIESSEN correspondant pour chaque bassin (le coefficient de THIESSEN est un coefficient de pondération - de la pluie mesurée à un pluviographe - égal au pourcentage de la superficie qu'il contrôle par rapport à la surface totale du bassin).

Tableau n° XI : Equipement pluviométrique

Nom de la station	Date d'ouverture	Coordonnées	Coefficients de THIESSEN, en %				
			bv 1	bv 2	bv 3	bv 4	bv 5
SOTRA	27.04.83	5°23'10" nord 4°05'08" ouest	82	41	38	1	2
PORT-BOUET - 2	19.04.83	5°21'20" nord 4°05'41" ouest	0	24	23	0	0
GARE	25.04.83	5°21'51" nord 4°04'37" ouest	16	26	23	11	21
MARCHE	03.05.83	5°20'15" nord 4°04'33" ouest	0	9	16	32	10
MAIRIE	21.04.83	5°21'16" nord 4°03'25" ouest	2	0	0	56	67

La densité des pluviographes sur les bassins est un peu faible (1 appareil pour 2 km²). Il serait souhaitable pour la poursuite des études de compléter cette couverture par quelques pluviomètres qui permettront de mieux définir les isohyètes des averses.

III.1.4.2. Equipement hydrométrique

On compte en tout 5 stations hydrométriques numérotées de 1 à 5 (fig. 14). Elles sont toutes installées dans la partie bétonnée du réseau, dotées d'une batterie d'échelles limnimétriques destinées à caler la hauteur d'eau sur le limnigramme, et d'un limnigraphe OTT X à rotation journalière, avec une réduction de 1/5.

Le tableau suivant regroupe les dates d'ouverture, les coordonnées géographiques, les éléments d'échelle en place et la superficie du bassin contrôlée par chaque station.

Tableau n°XII : Equipement hydrométrique

Numéro de la station	Date d'ouverture	Coordonnées géographiques	Eléments d'échelle	Surface bv en km ²
1	13.04.83	5°22'00" nord 4°04'30" ouest	0 à 2 m	1,75
2	15.04.83	5°20'41" nord 4°04'30" ouest	4 à 7 m	5,89
3	15.04.83	5°20'11" nord 4°04'30" ouest	0 à 3 m	6,41
4	13.04.83	5°20'14" nord 4°04'00" ouest	4 à 6 m	3,54
5	13.04.83	5°21'05" nord 4°03'30" ouest	2 à 4 m	1,86

Les stations 1,4 et 5 bénéficient d'une très bonne stabilité. Les stations 2 et 3 sont sujettes à des variations, particulièrement en basses eaux, leur lit pouvant être plus ou moins encombré par du sable et des détrituts divers.

III.2. QUELQUES RESULTATS DE LA PREMIERE CAMPAGNE DE MESURES (Avril-Juillet 1983)

III.2.1. Etalonnage des stations

Le problème le plus délicat en hydrologie urbaine est celui de la mesure de débit. De nombreuses difficultés surgissent :

- les crues sont de courtes durées et la variation du plan d'eau très rapide ;
- les vitesses d'écoulement sont importantes dans des canaux dont la pente est volontairement forte pour assurer l'autocurage ;
- l'eau est généralement très chargée en terre et en sable, autant qu'en corps flottants les plus divers...

Diverses méthodes de mesures sont envisageables :

- la mesure classique au moulinet est rendue difficile par les vitesses élevées, le charriage solide et le temps assez long qu'elle nécessite,
- les mesures par dilution se heurtent surtout à des problèmes de réduction des traceurs par un milieu dont il est assez difficile de connaître les éléments chimiques (exemple de l'étude de Ouagadougou - LE BARBE, 1982),
- les techniques sophistiquées utilisant du matériel fragile et coûteux sont exclues dans les conditions assez peu "confortables" et très précipitées du jaugeage urbain,
- les mesures aux flotteurs sont souvent peu précises et utilisées en compléments de mesures fiables.

A Yopougon, les conditions de terrains ont conduit à utiliser soit le moulinet hydrométrique (dans la majorité des cas), soit les flotteurs.

En effet, les premières crues de l'année ont servi à débarrasser les canaux des immondices accumulés, et les crues suivantes ont été beaucoup moins "chargées", pratiquement sans risque pour les mesures au moulinet, sauf peut-être pendant les toutes premières minutes de l'écoulement.

Les mesures au moulinet s'effectuent par points successifs à environ 10 centimètres sous la surface, et balayage de la section pendant toute la durée de l'écoulement. Les côtes à l'échelle sont levées à chaque traversée. On déduit une vitesse moyenne dans la section qui est multipliée par la surface moyenne de la section mouillée pour donner le débit.

Cette méthode, si elle est moins précise qu'une exploration complète du champ des vitesses, a l'avantage d'être très rapide et de limiter la variation du plan d'eau pour un résultat donné.

Ce type de mesure au moulinet a été appliqué avec succès aux stations 1,4 et 5 qui disposent de ponts ou de passerelles à partir desquels il est possible de plonger l'appareillage. Les jaugeages réalisés aux stations 1 et 5 permettent déjà d'établir une relation hauteur-débit. Un complément d'information est encore nécessaire pour la station N° 4.

Les stations 2 et 3 sont installées sur des canaux plus larges et surtout, les ponts qui les franchissent sont trop hauts pour jauger au moulinet monté sur une perche. Il faut donc se rabattre sur des jaugeages au micromoulinet directement dans le lit du canal lorsque les débits sont faibles. Pour les crues plus fortes, les flotteurs artificiels ou naturels servent à mesurer les vitesses.

Dans la suite de ce rapport seules les stations 1 et 5 seront étudiées, puisque ce sont celles où les données permettent de poursuivre l'analyse..

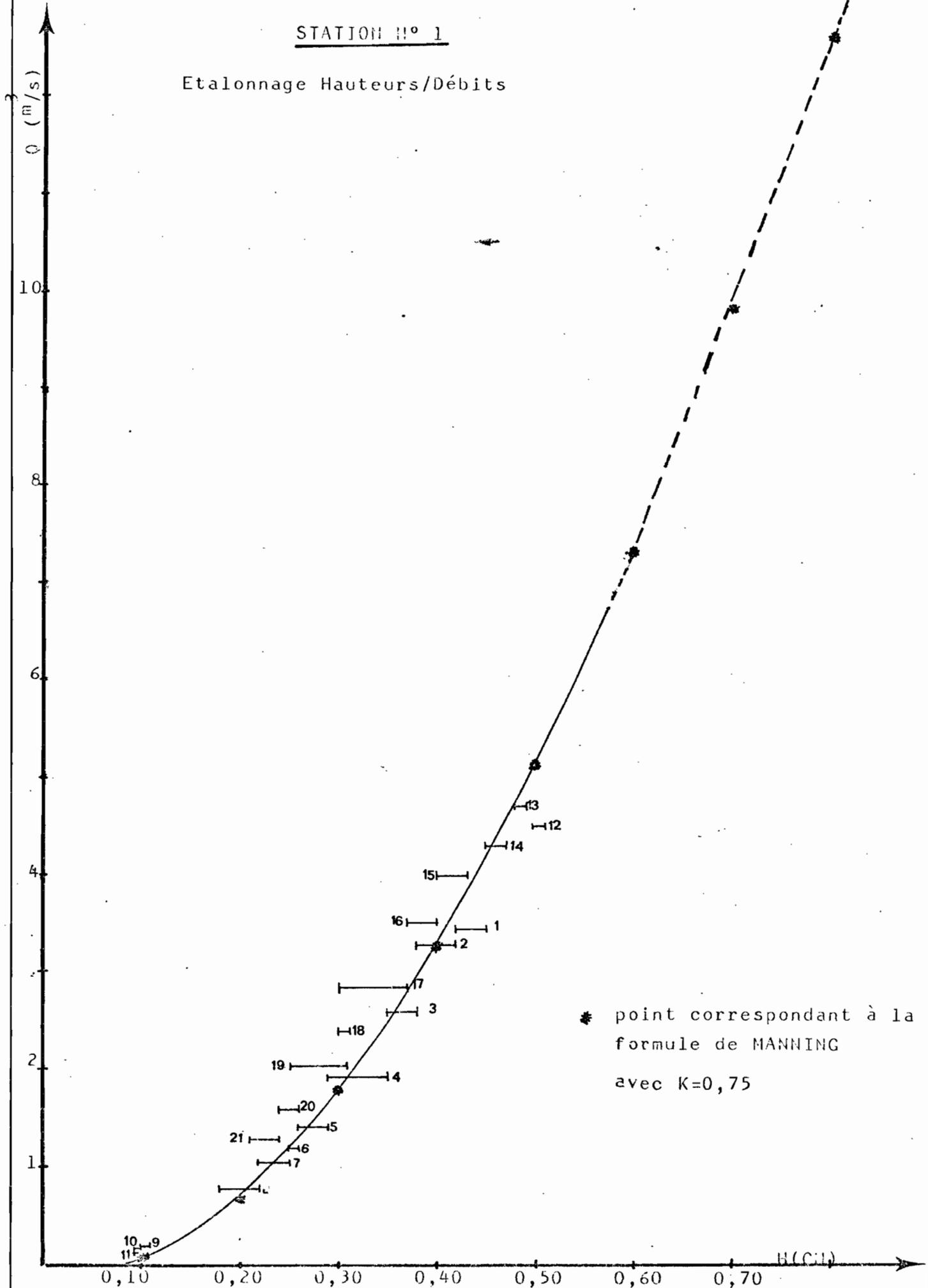
III.2.1.1. Station n° 1

21 jaugeages ont été effectués au moulinet (liste des jaugeages, tableau N° XIII), et les résultats s'alignent assez bien (fig. 16) sur une courbe théorique calculée à partir de la formule de MANNING STRICKLER : $Q = K S R^{2/3} \sqrt{T}$

fig 16

STATION N° 1

Etalonnage Hauteurs/Débits



* point correspondant à la formule de MANNING avec K=0,75

Tableau n°XIII : Liste des jaugeages effectués à la Station n° 1.

N°	Date	H début (m)	H fin (m)	Q (m³/s)	Observations
1	22.05.83	0,45	0,42	3,43	Jaugeage au moulinet
2	22.05.83	0,42	0,38	3,28	" "
3	22.05.83	0,38	0,35	2,59	" "
4	22.05.83	0,35	0,29	1,93	" "
5	22.05.83	0,29	0,26	1,43	" "
6	22.05.83	0,26	0,25	1,21	" "
7	22.05.83	0,25	0,22	1,04	" "
8	22.05.83	0,22	0,18	0,770	" "
9	30.05.83	0,11	0,10	0,156	micromoulinet
10	30.05.83	0,10	0,095	0,141	micromoulinet
11	30.05.83	0,095	0,095	0,111	micromoulinet
12	03.06.83	0,51	0,49	4,51	moulinet
13	03.06.83	0,49	0,47	4,70	moulinet
14	03.06.83	0,47	0,43	4,31	moulinet
15	03.06.83	0,43	0,40	4,01	moulinet
16	03.06.83	0,40	0,37	3,52	moulinet
17	03.06.83	0,37	0,30	2,87	moulinet
18	03.06.83	0,30	0,31	2,41	moulinet
19	03.06.83	0,31	0,25	2,04	moulinet
20	03.06.83	0,26	0,24	1,61	moulinet
21	03.06.83	0,24	0,21	1,31	moulinet

avec Q = débit qui passe dans la section
 K = coefficient de rugosité
 S = surface mouillée
 R = rayon hydraulique
 I = pente du fond du collecteur

K a été déterminé égal à 0,75 et I = 0,64 ‰.

Les jaugeages à cette station n'ont pas posé de problèmes particuliers, l'étalonnage est satisfaisant.

Tableau n°XIV : Liste des jaugeages effectués à la Station n° 5

N°	Date	H début (m)	H fin (m)	Q (m³/s)	Observations
1	27.05.83	2,16	2,41	3,32	Jaugeages au moulinet
2	27.05.83	2,41	2,60	6,18	
3	27.05.83	2,60	2,80	9,93	
4	27.05.83	2,80	2,62	10,9	
5	27.05.83	2,62	2,32	4,99	
6	27.05.83	2,32	2,21	2,13	
7	27.05.83	2,21	2,14	1,67	
8	20.06.83	2,46	2,44	5,36	
9	20.06.83	2,43	2,40	4,11	
10	20.06.83	2,36	2,35	3,20	
11	20.06.83	2,33	2,33	3,05	
12	20.06.83	2,32	2,30	2,78	
13	20.06.83	2,30	2,30	2,69	
14	20.06.83	2,29	2,28	2,67	
15	20.06.83	2,28	2,28	2,48	
16	20.06.83	2,27	2,26	2,27	
17	20.06.83	2,24	2,23	1,98	

III.2.1.4. Station n° 5

17 jaugeages ont été effectués au moulinet (la liste est donnée sur le tableau XIV). Comme à la station n° 1, les résultats s'alignent assez bien sur une courbe de MANNING-STRICKLER (Fig. 17), avec $K = 0,75$ et $I = 0,58$ ‰. Les jaugeages n'ont pas posé de problème particulier, l'étalonnage est satisfaisant.

III.2.2. Analyse de quelques évènements averse-crue

Quatre averses parmi les plus intenses ont fait l'objet de dépouillements complets. Nous donnons sur la figure 18 d'une part, la carte des isohyètes relatives à l'une de ces averses, d'autre part, deux hydrogrammes (Fig. 19 et 20) enregistrés aux stations 1 et 5.

Les six autres hydrogrammes sont donnés en annexe.

Au-dessus de chaque hydrogramme, on trouve le hétérogramme moyen qui lui est associé. Ce hétérogramme est déterminé en faisant coïncider les différents maxima enregistrés par les différents pluviographes qui contrôlent chaque bassin.

Les résultats numériques obtenus

Le tableau récapitulatif (tableau n° XV) donne les différents résultats obtenus. Le volume total écoulé est calculé en se limitant au ruissellement immédiat. La fin du ruissellement immédiat est déterminée en reportant l'hydrogramme de décrue sur papier semi-logarithmique ; elle est marquée par une rupture de pente de la courbe. Cette détermination est rendue difficile par le fait que les gaines des limnigraphes s'envasent à la fin de chaque crue, et rendent impossible la détermination de la fin exacte du ruissellement.

Les principales caractéristiques données sont les suivantes :

- la date,
- la pluie moyenne sur le bassin, P_m , calculée par la méthode de THIESSEN, en mm,
- la hauteur moyenne du corps d'averse, P_c , prise comme la quantité d'eau tombée à des intensités supérieures à une limite fixée à 12 mm/h, en mm (limite fixée compte tenu de la très grande aptitude des bassins urbains à ruisseller),
- la durée de l'averse, t_a , en minutes,
- l'intensité moyenne maximale en 5 mn, \bar{i}_M , en mm/h,
- le volume ruisselé, V_r , en m³,
- la lame ruisselée, L_r , en mm,
- le coefficient de ruissellement, $K_r = \frac{L_r}{P_m}$, en ‰,
- le coefficient de ruissellement utile, $K_{ru} = \frac{L_r}{P_c}$, en ‰,
- le débit maximum, Q_{mx} , en m³/s,
- le débit maximum spécifique, Q_{mxs} , en m³/s/km²,
- le temps de montée de la crue, t_m , en minutes,
- la durée du ruissellement, t_b , en minutes.

On peut estimer le temps de concentration à 70 minutes pour le bassin n° 1 et à 50 mn pour le bassin n° 5. Il est estimé en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie utile et la fin du ruissellement.

Tableau n° XV : Valeurs caractéristiques de quelques averses et crues

a/ Bassin n° 1

Date	P_m (mm)	P_c (mm)	t_a (mn)	\bar{i}_M (mm/h)	V_r (m ³)	L_r (mm)	K_r (‰)	K_{ru} (‰)	Q_{mx} (m ³ /s)	Q_{mxs} (m ³ /km ²)	t_m (mn)	t_b (mn)
14.05.83	64,2	61,4	75	122	38850	22	34	36	11,5	6,57	40	130
28.05.83	23,3	21,6	55	70	6180	4	15	19	3,30	1,89	23	85
03.06.83	36,4	35,8	65	71	19350	11	30	31	8,10	4,63	28	110
21.06.83	53,9	50,9	155	50	33630	19	35	37	5,80	3,31	115	200

fig 17

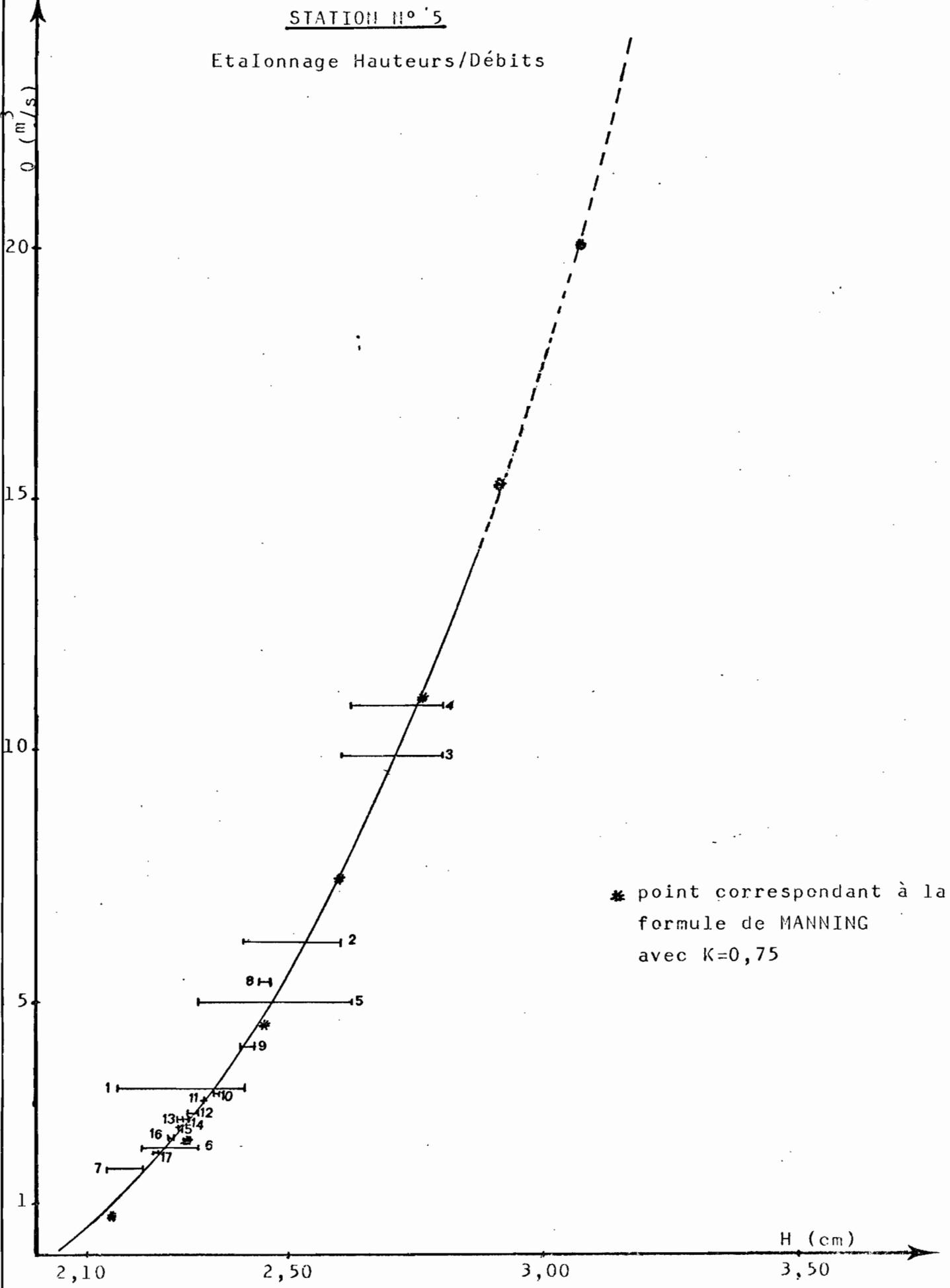
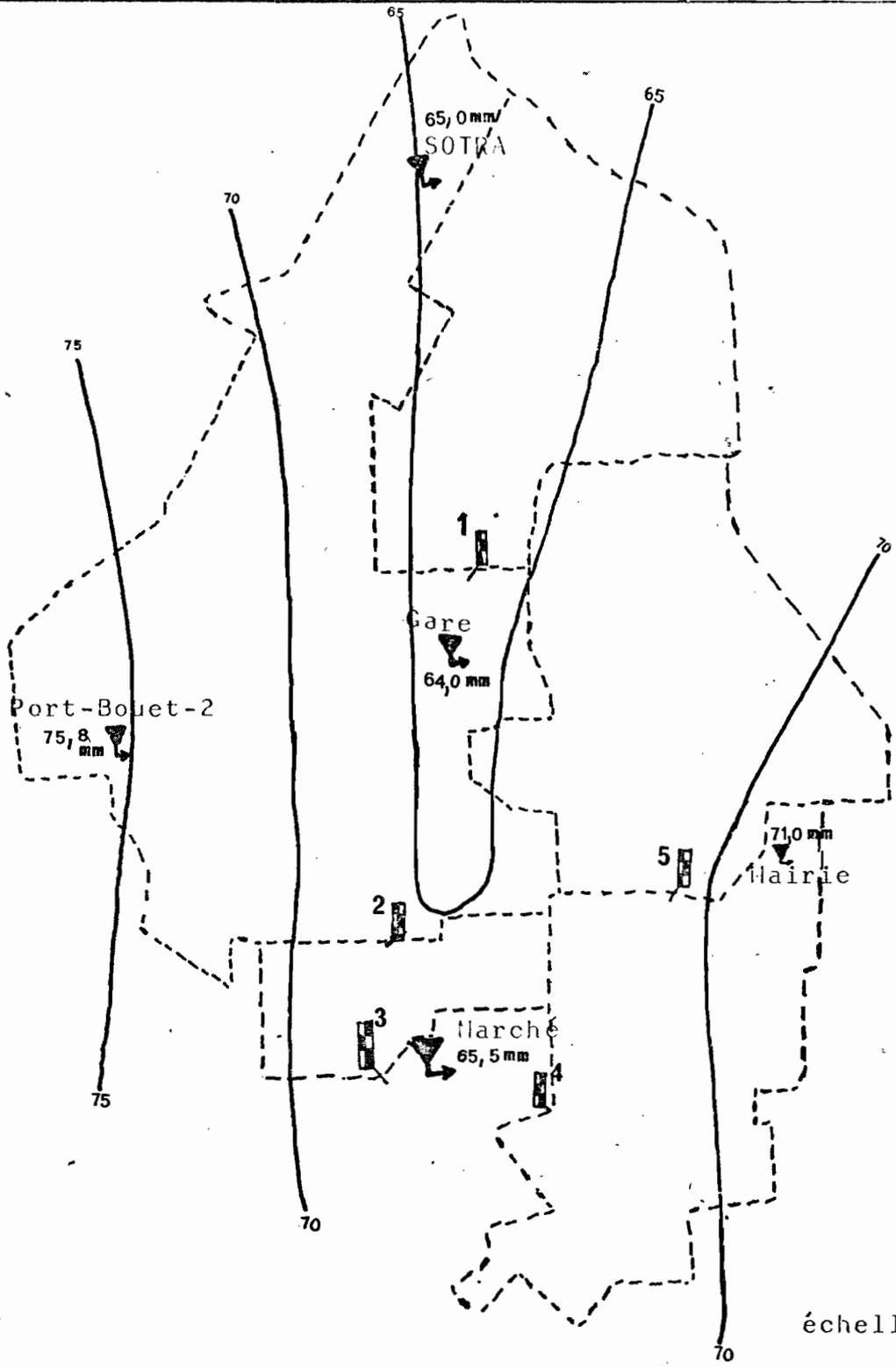


fig 18



Pluie de la nuit du 14 au 15/5/83

courbes isohyètes

échelle 1/27000

fig 19

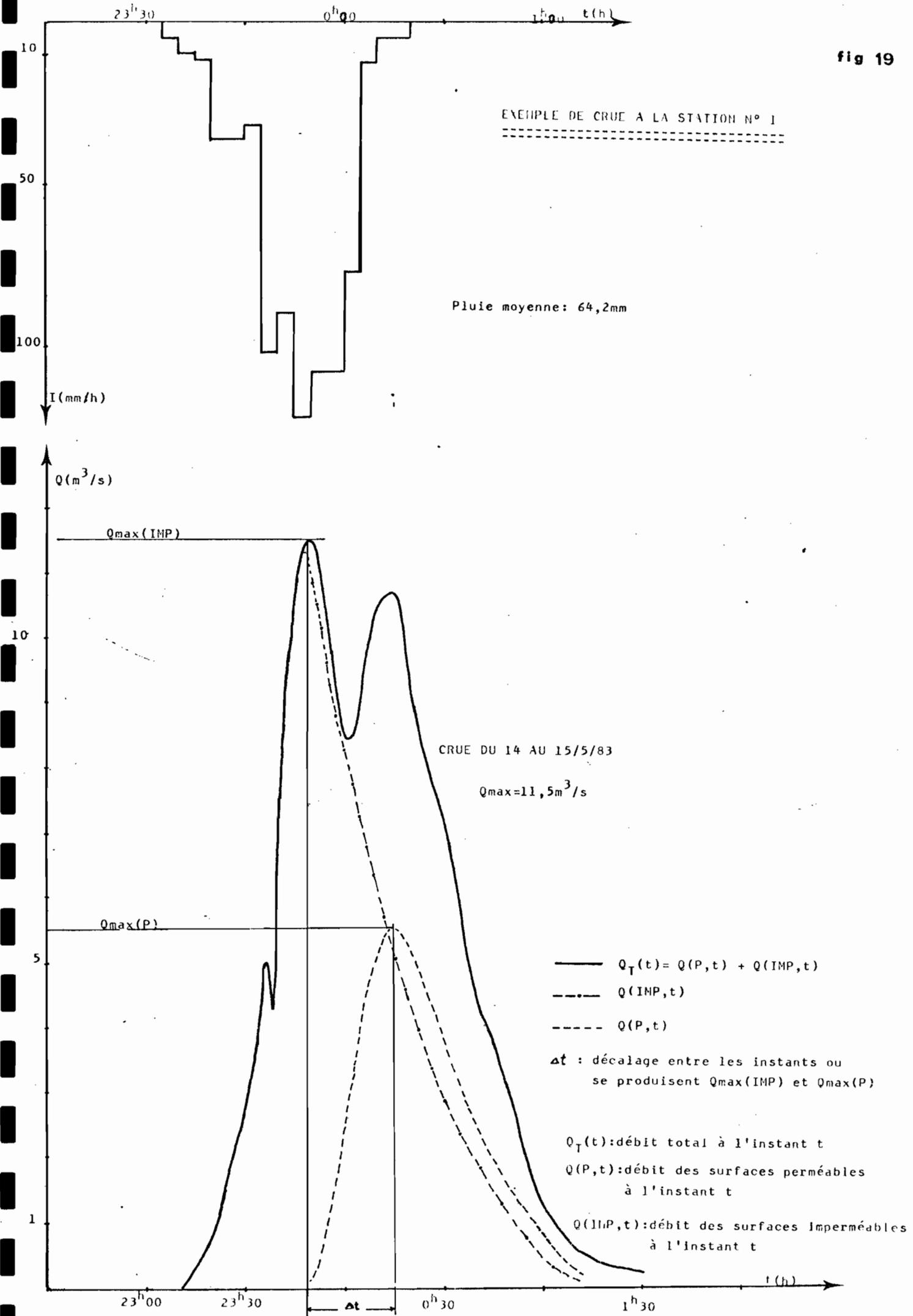
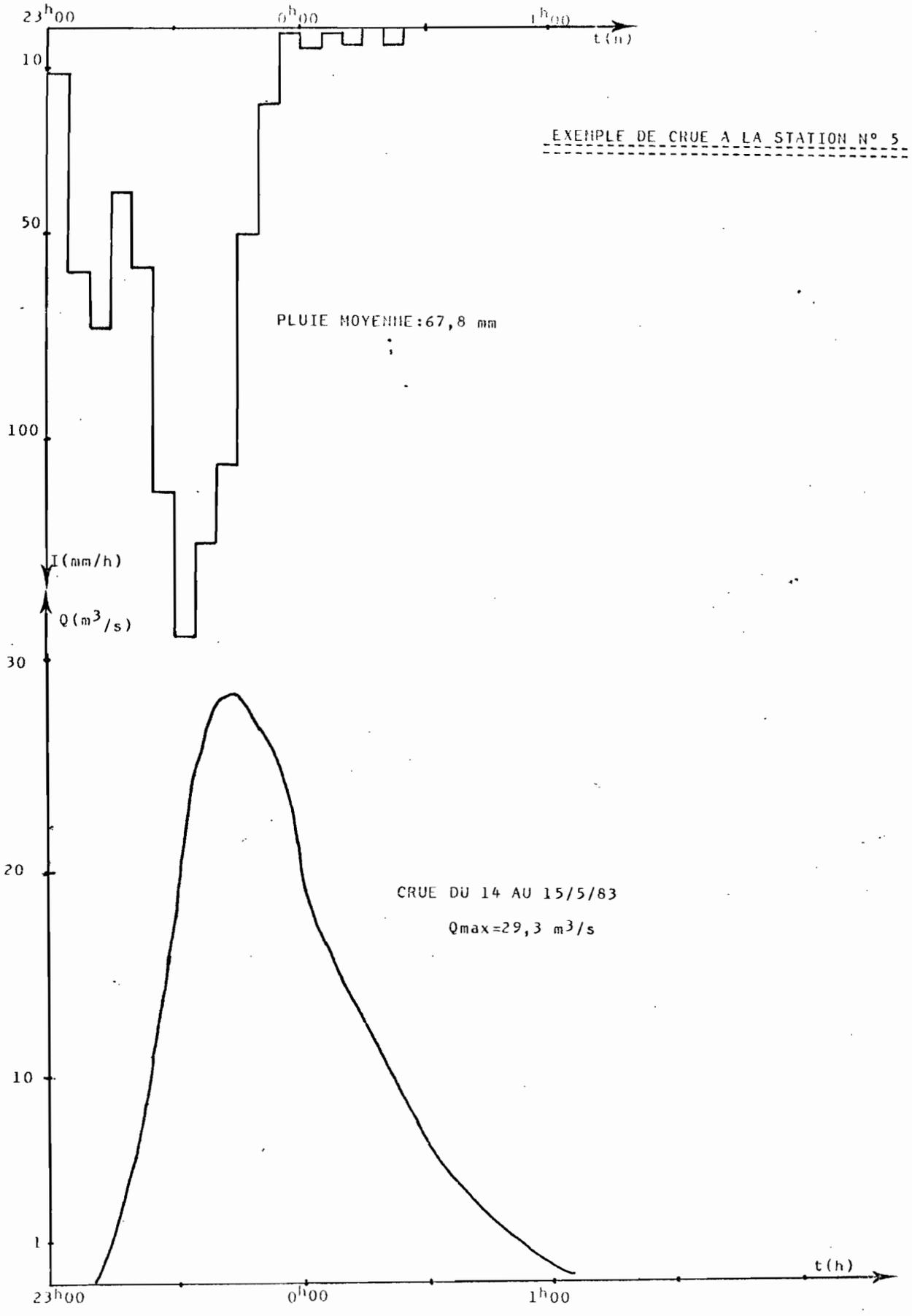


fig 20



b/ Bassin_n°_5

Date	Pm (mm)	Pc (mm)	ta (mn)	iM (mm/h)	Vr (m³)	Lr (mm)	Kr (%)	Kru (%)	Qmx (m³/s)	Qmxs (m³/s/km²)	tm (mn)	tb (mn)
14.05.83	67,8	65,7	85	148	81000	44	65	67	29,3	15,7	33	110
27.05.83	24,5	21,9	80	44	26100	14	57	64	12,5	6,72	40	90
03.06.83	34,4	30,0	85	71	38250	21	61	70	18,2	9,78	25	85
21.06.83	49,4	45,4	150	62	49200	26	53	57	11,4	6,13	105	155

L'examen de ce tableau montre une différence nette entre les réactions des deux bassins aux précipitations. Les deux bassins ont pourtant des superficies très voisines (175 ha pour le N° 1 et 186 ha pour le N° 5), et des caractéristiques morphologiques semblables. Pour les précipitations supérieures à 30 mm (qu'on peut supposer avoir pu provoquer un ruissellement notable sur l'ensemble des bassins), le coefficient de ruissellement est de l'ordre de 60 % pour le bassin N° 5 qui est entièrement urbanisé et loti, et de 30 % seulement pour le bassin N° 1 qui comporte encore beaucoup de terrains vagues (sans construction).

D'autre part, pour des averses d'une seule pointe d'intensité, on observe à la station N° 1, des hydrogrammes avec plusieurs pointes. Ceci est dû au fait que le ruissellement se manifeste tardivement sur les terrains perméables. Ce retard est accentué par la présence de la végétation qui entraîne une détention superficielle plus grande avant la mise en route du ruissellement.

On peut donc dire qu'en zone urbaine, en plus des pertes plus importantes (par infiltration et stockage dans les dépressions), les surfaces perméables contribuent à retarder la participation à l'écoulement. Il en résulte une diminution des débits de pointe. C'est ce qui pousse certains auteurs à les négliger dans les questions de ruissellement urbain.

Ces surfaces joueront cependant un rôle non négligeable pour les averses survenant au cours de longues périodes de pluies (pluie de mousson en Afrique intertropicale).

Le rôle des surfaces imperméables est donc fondamental en hydrologie urbaine. Une étude de l'évolution du ruissellement en fonction de l'accroissement de l'imperméabilisation des sols sur les bassins 1, 2 et 3 pourrait conduire à la définition d'un facteur d'urbanisation utile au stade des projets de réseaux pour évaluer l'évolution des débits de pointe.

Par ailleurs, les débits de pointe sont systématiquement plus forts à la station 5, mais pour les deux bassins, ils croissent dans le même sens que l'intensité moyenne maximale.

Les crues les plus importantes observées aux deux stations sont celles du 14.05.83, avec une pointe de 29,3 m³/s à la station N° 5 contre 11,5 m³/s à la station N° 1. Ce qui représente 15750 l/s/km² pour le bassin n° 5 et 6570 l/s/km² pour le n° 1.

III.3. CONCLUSION

Il est évident qu'après trois mois d'observations seulement, on ne peut donner de résultat numérique sûr, et encore moins se lancer dans des calculs de prévision, d'autant plus que pour cette campagne, aucun évènement exceptionnel n'a été enregistré.

Cette campagne révèle pourtant déjà, la différence nette entre les réactions aux précipitations de deux bassins équivalents, dont l'un est entièrement urbanisé et l'autre comportant beaucoup de surfaces perméables.

La poursuite des observations précisera les résultats obtenus et surtout, on pourra à la fin des trois autres campagnes de mesures, aborder avec plus de sûreté les opérations statistiques et les calculs de prévision.

CONCLUSION DE L'ETUDE

Dans ce rapport, on se proposait d'analyser les relations entre les différents termes du bilan hydrologique et les facteurs physico-climatiques conditionnels en milieu urbain, afin d'en tirer les différents paramètres qui entrent dans le calcul des réseaux d'assainissement pluvial. Compte tenu de la limitation des résultats disponibles, cette étude n'aura été en définitive qu'une ébauche. On a cependant noté l'importance du problème posé, et les difficultés que pose la résolution.

En Afrique tropicale humide, des études en vue d'adapter les formules classiques utilisées en hydrologie urbaine dans les pays tempérés s'avèrent indispensables. L'un des problèmes les plus importants à résoudre, est celui de la définition de "la pluie de projet". On devrait pour cela, s'assurer de la fiabilité des enregistrements utilisés avant d'aborder le problème de la validité du "hyétogramme statistique" qu'on en tire.

Des expérimentations en vue de vérifier certaines hypothèses faites dans ces formules devraient se multiplier. Seul un échantillon important de mesures pourra permettre une mise en évidence valable des divergences existant entre les résultats obtenus par ces modèles et la réalité, et de proposer des solutions adéquates.

A ce point de vue, les études entreprises à Yopougon sont intéressantes à plus d'un titre. Elles permettront entre autres de faire la comparaison entre le comportement de deux bassins soumis aux mêmes conditions climatiques, mais qui diffèrent par leur degré d'urbanisation. On pourra par ailleurs suivre l'accroissement du ruissellement au cours de l'urbanisation de certains bassins, ce qui pourra aboutir à la définition d'un facteur d'urbanisation fort utile au stade de projet.

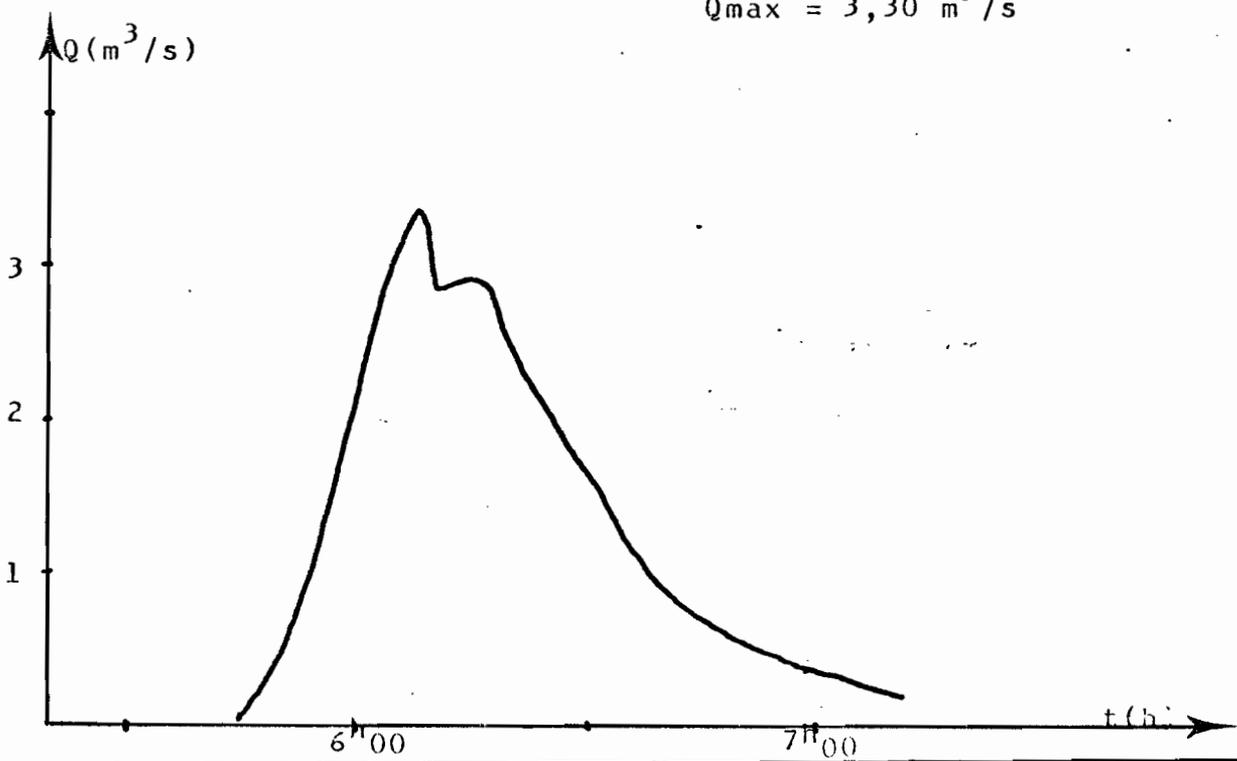
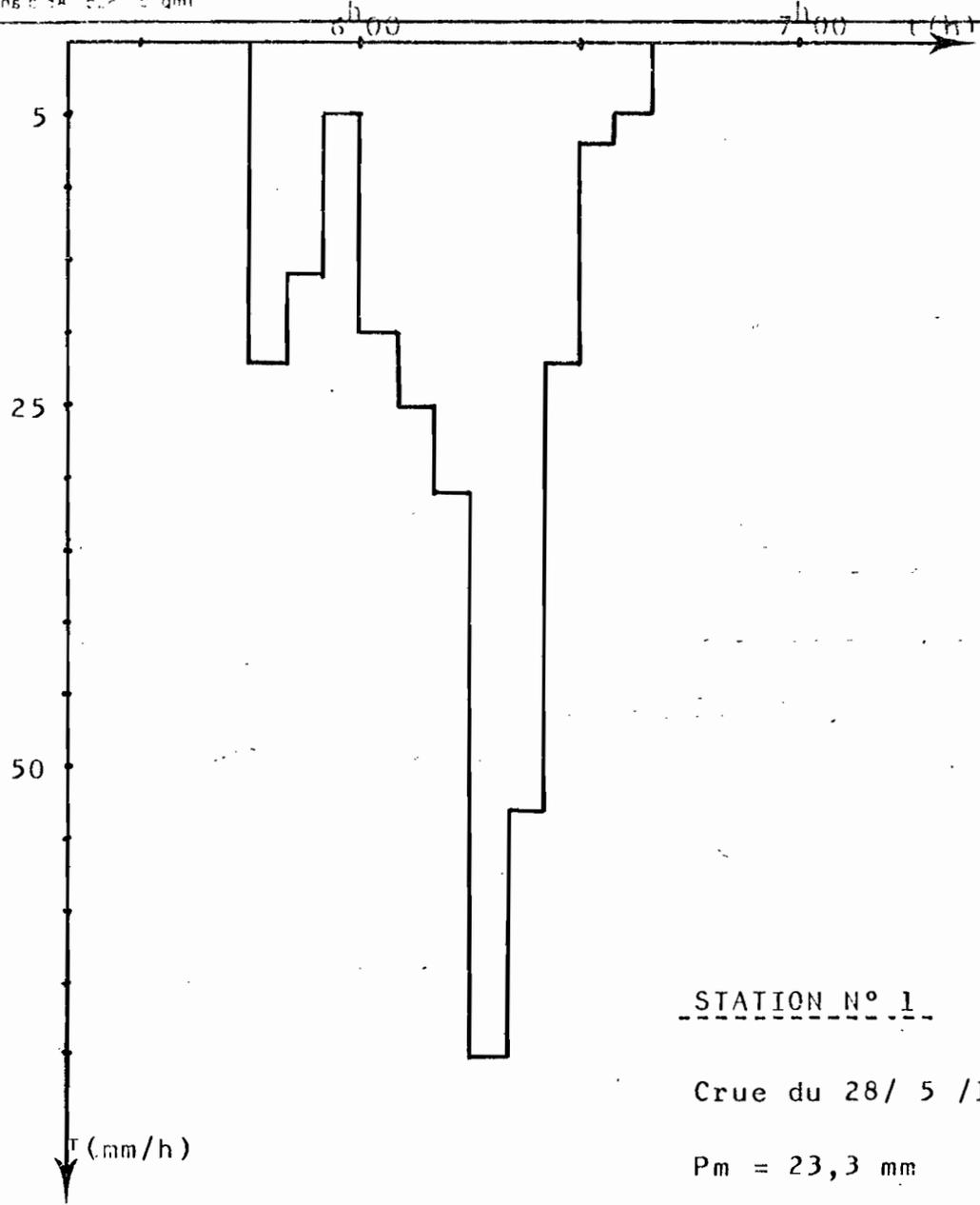
Nous espérons poursuivre ces études afin de mettre à profit toutes les possibilités envisagées.

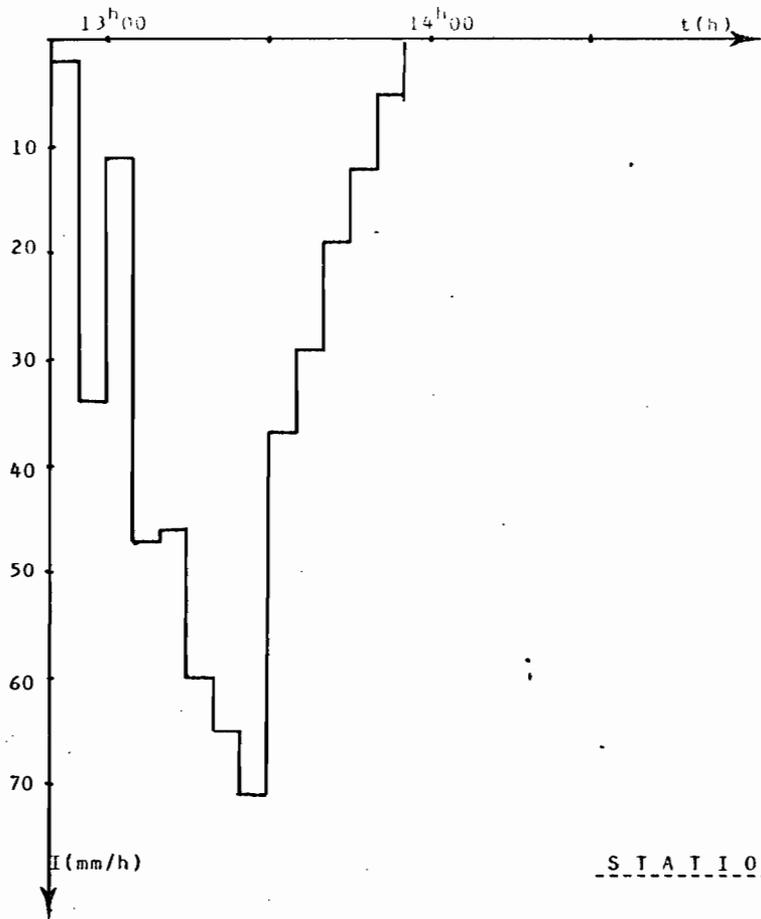
BIBLIOGRAPHIE

1. AFOUDA (A.A.) -1980-. Etude théorique de modèles de transformation pluie-débit en milieu semi-urbain.
Cahier ORSTOM, Série Hydr. N° 2.
2. BOS (M.), TEILLOT (J.P.) -1980-. Exemple d'utilisation du modèle mathématique HYDROG-LIGNEAU sur les bassins versants urbains et semi-ruraux.
La Houille Blanche N° 4/5.
3. BRUNET-MORET (Y.) -1974-. Etablissement d'un fichier pluviométrique opérationnel et études des averses exceptionnelles. Application à la Côte d'Ivoire.
ORSTOM, Paris.
4. BRUNET-MORET (Y.), ROCHE (M.) -1966-. "Etude théorique et méthodologique de l'abattement des pluies".
Cahier ORSTOM, Série Hydro., N° 4.
5. BRUNET-MORET (Y.) -1967-. Etude générale des averses exceptionnelles en Afrique Occidentale. République de Côte d'Ivoire.
Comité Inter-Africain d'Etudes Hydrauliques. Sce Hydro, ORSTOM, Paris.
6. DESBORDES (M.) -1974-. Réflexion sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial.
Thèse-Université des Sciences et Techniques de Languedoc - Montpellier.
7. DESBORDES (M.) -1980-. Application des modèles aux études de ruissellement urbain : le programme RERAM.
La Houille Blanche, N° 4/5.
8. DESBORDES (M.) -1980-. Expérimentation récente sur bassins urbains.
La Houille Blanche, N° 4/5.
9. DESBORDES (M.) -1978-. Le calcul des réseaux d'assainissement : les méthodes anciennes, les méthodes actuelles et leurs perspectives d'évolution.
T.S.M. N° 8-9.
10. DESBORDES (M.) -1976-. Extension du modèle de CAQUOT aux bassins versants hétérogènes.
T.S.M. N° 5.
11. DESBORDES (M.) -1975-. Une étude générale de l'assainissement pluvial urbain.
La Houille Blanche N° 1.
12. DUBREUIL (P.) -1974-. "Initiation à l'analyse hydrologique".
ORSTOM, Masson et Cie, Edit. Paris.
13. GRISOLLET (H.), GUILLEMET (B.), ARLERY (R.) -1962-. Climatologie, méthodes et pratiques.
Gv. Gauthier-Villars Edit. Paris.
14. GUISCAFRE (J.), MONIOD (F.) -1975-. Intensités des averses et formes des crues dans une petite région homogène.
Cahier ORSTOM, Série Hydro., N° 1.
15. HERBAUD (J.) -1966-. Le ruissellement en zone urbaine à Niamey.
ORSTOM, Sce Hydro., Paris.
16. IKOUNGA (H.) -1976-. Les modèles d'écoulement en hydrologie urbaine.
Mémoire DEA, ORSTOM, Bondy.
17. IKOUNGA (M.) -1978-. Analyse fine du mécanisme de la formation du ruissellement sur sols ferrallitiques sous forêt.
Thèse - Université Pierre et Marie Curie Paris VI - ORSTOM, Bondy.
18. LE BARBE (L.) -1982-. Etude du ruissellement urbain à Ouagadougou.
Cahier ORSTOM, Série Hydro. N° 3, ORSTOM Bondy.

19. LHOMME (J.P.) -1980-. L'évolution de la pluviosité annuelle en Côte d'Ivoire au cours des soixante dernières années.
ORSTOM, Adiopodoumé (R.C.I.).
20. LEMOINE, MICHEL (C.) -1972-. Essai d'adaptation à l'Afrique tropicale des méthodes classiques de calcul du débit des ouvrages d'assainissement urbain.
C.I.E.H. République de Haute-Volta.
21. MARTIN (S.), MOUNIER (J.) et MARCHAND (J.P.) -1981-. Variations pluviométriques durant la dernière période séculaire en Europe Occidentale.
La Houille Blanche N° 7/8.
22. NORMAND (D.) -1971-. Modèles pour l'étude du ruissellement urbain.
La Houille Blanche N° 3.
23. NORMAND (D.) -1974-. Ajustement expérimental de la formule de CAQUOT en hydrologie urbaine.
La Houille Blanche N° 4/5.
24. REMENIERAS (G.) -1976-. L'Hydrologie de l'Ingénieur.
Erolles Edit. Paris.
25. ROCHE (M.) -1963-. Hydrologie de surface.
Gauthier-Villars Edit., Paris.
26. RODIER (J.) -1953-. Etudes de crues sur les petits bassins versants de l'A.E.F. et du Cameroun.
Ann. Hydro. de la F.O.M., 1953, p. 11-65.
27. RABHI (P.) -1982-. L'hydrologie urbaine ; les besoins, les techniques à utiliser, les résultats obtenus.
Mémoire de D.E.A.- Université Pierre et Marie Curie Paris VI - ORSTOM, Bondy.
28. VUILLAUME (G.) -1974-. L'abattement des précipitations journalières en Afrique intertropicale.
Variabilité et précision de calcul.
Cahier ORSTOM, Série Hydrologique N° 3.
29. Le Milieu Naturel de la Côte d'Ivoire.
Mémoire ORSTOM, N° 50 (1971).
30. ATLAS DE COTE D'IVOIRE - Ministère du Plan de Côte d'Ivoire (1979).

ANNEXE





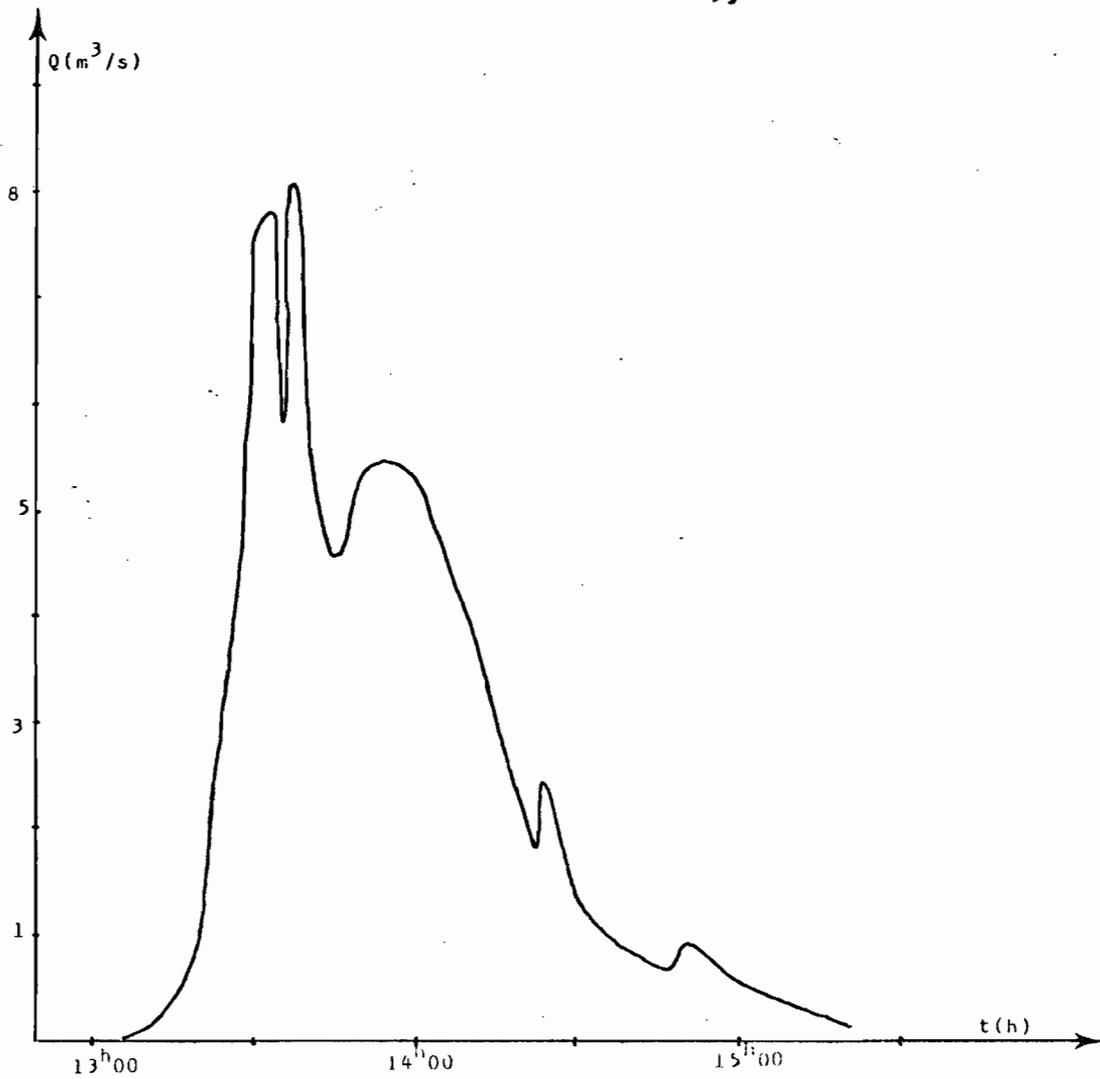
STATION N° 1

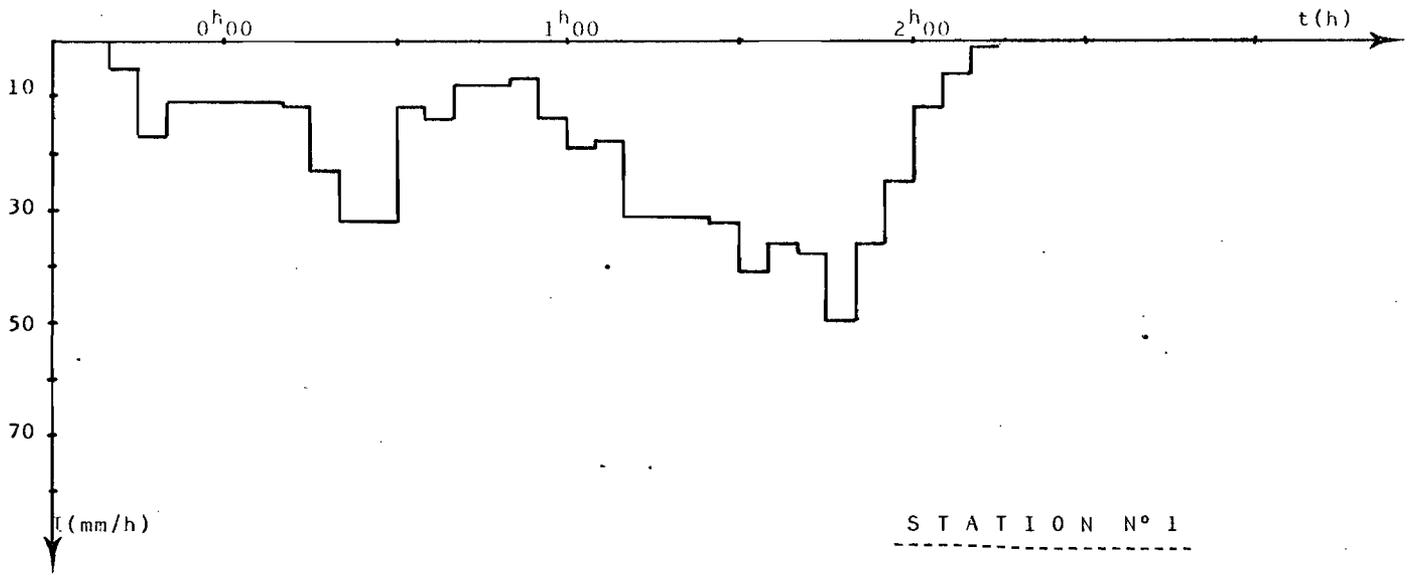
Crue du 3 / 6 / 1983

$P_m = 36,4 \text{ mm}$

$L_r = 11 \text{ mm}$

$Q_{max} = 8,10 \frac{m^3}{s}$



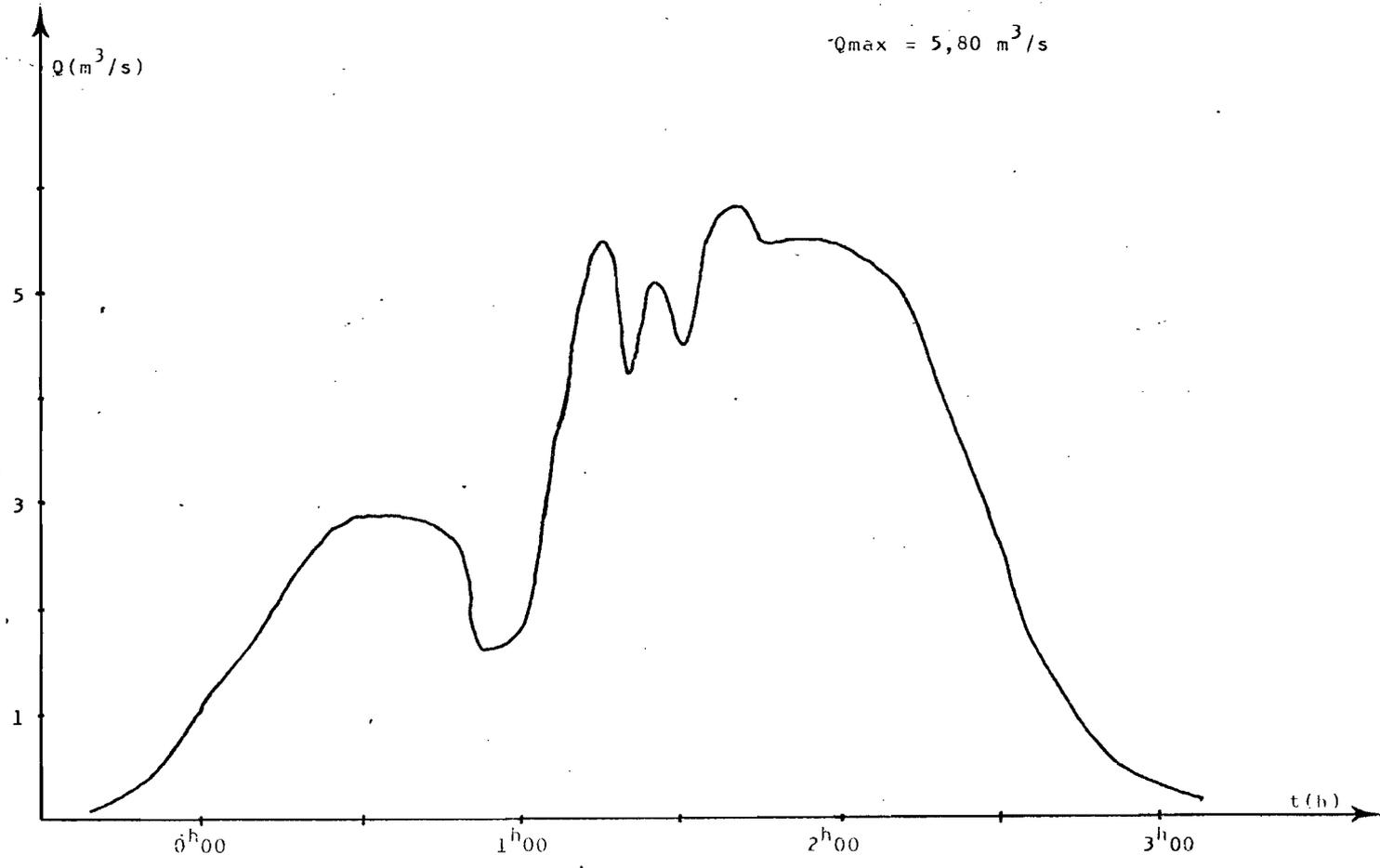


Crue du 20/ 6 /1983

$P_m = 53,9 \text{ mm}$

$L_r = 19 \text{ mm}$

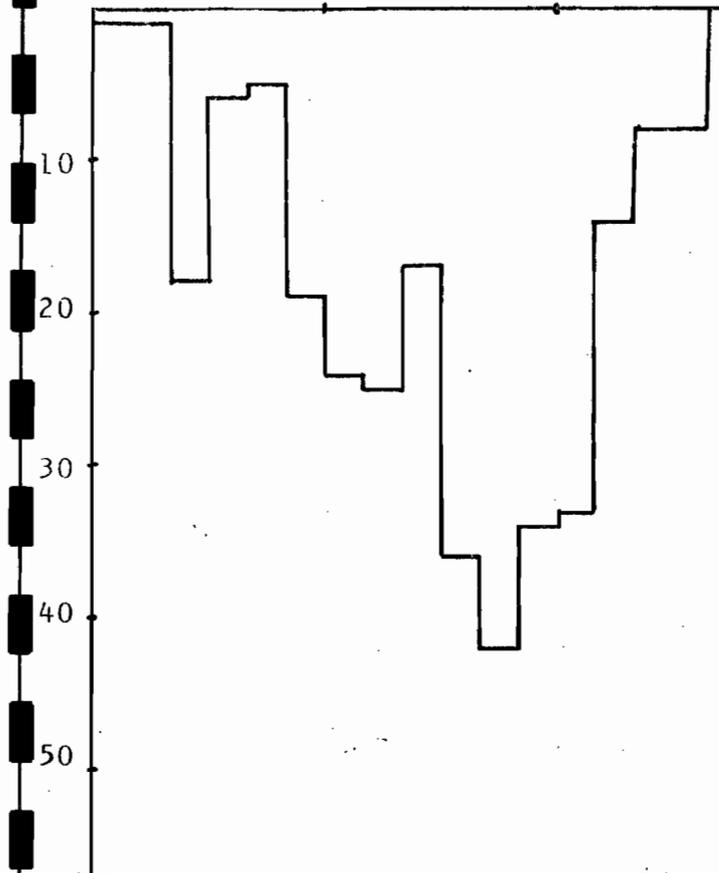
$Q_{max} = 5,80 \text{ m}^3/\text{s}$



NE E 1A t. P = qml
10h30

11h30

t(h)



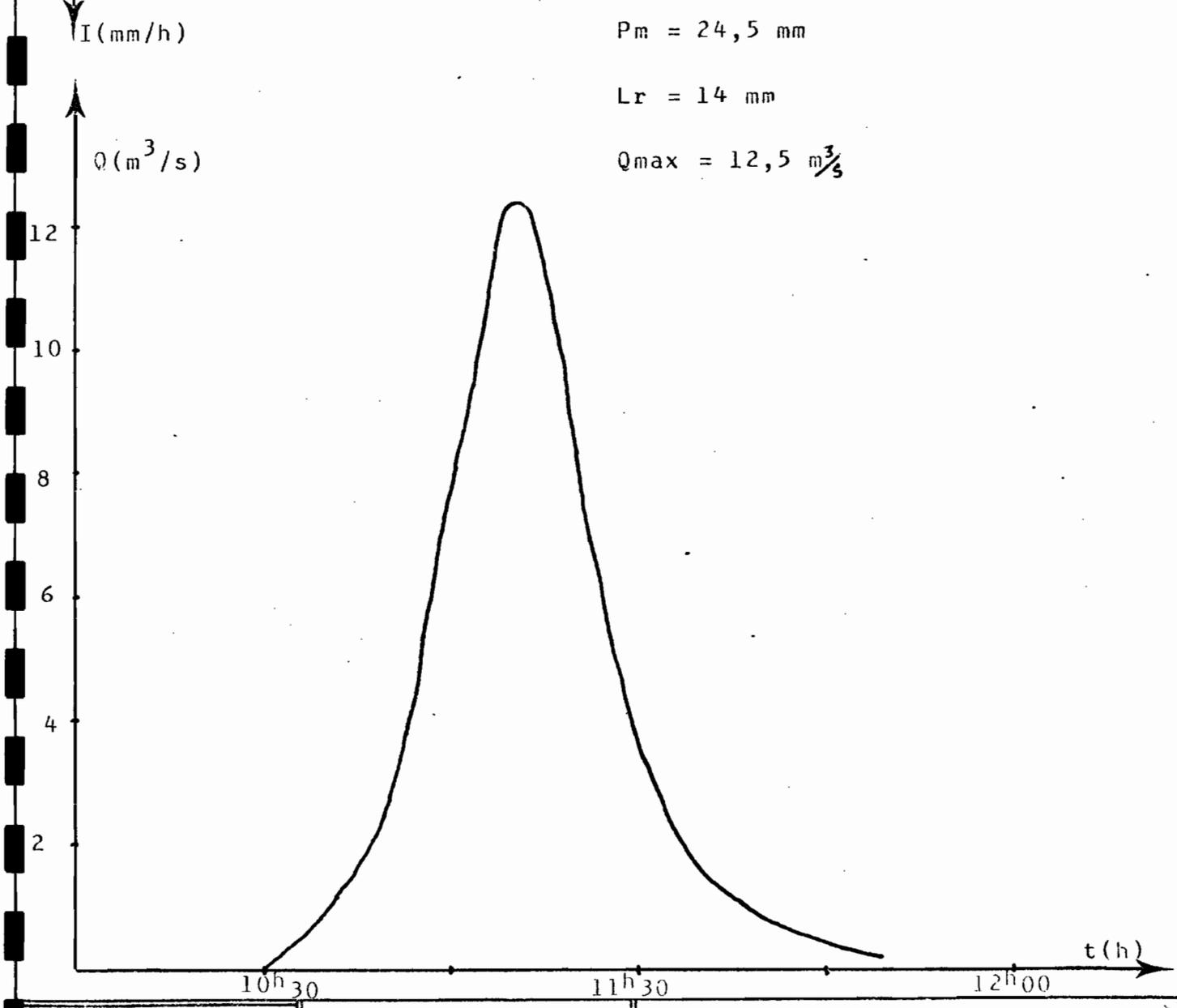
STATION N° 5

Crue du 27/ 5 /1983

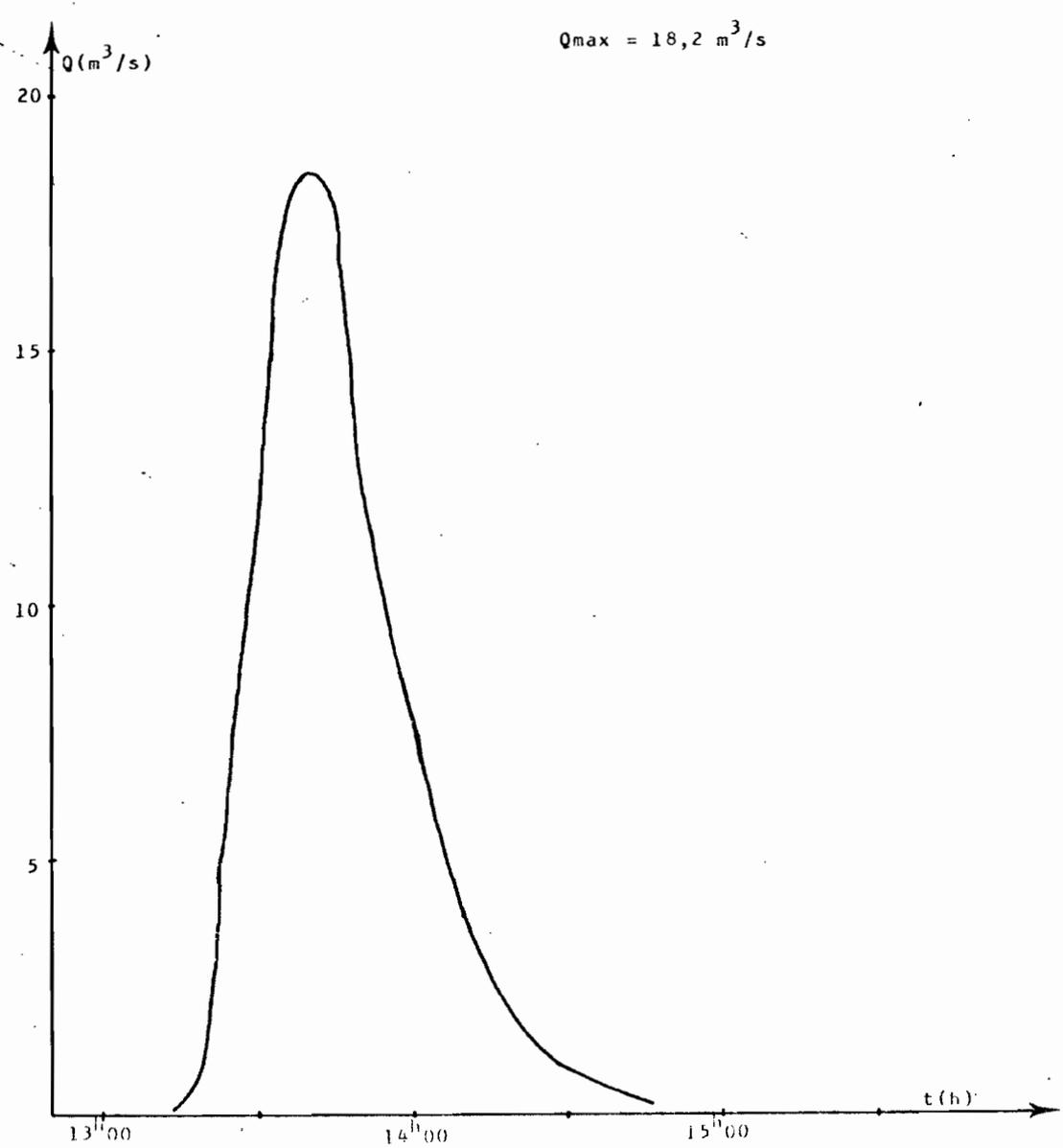
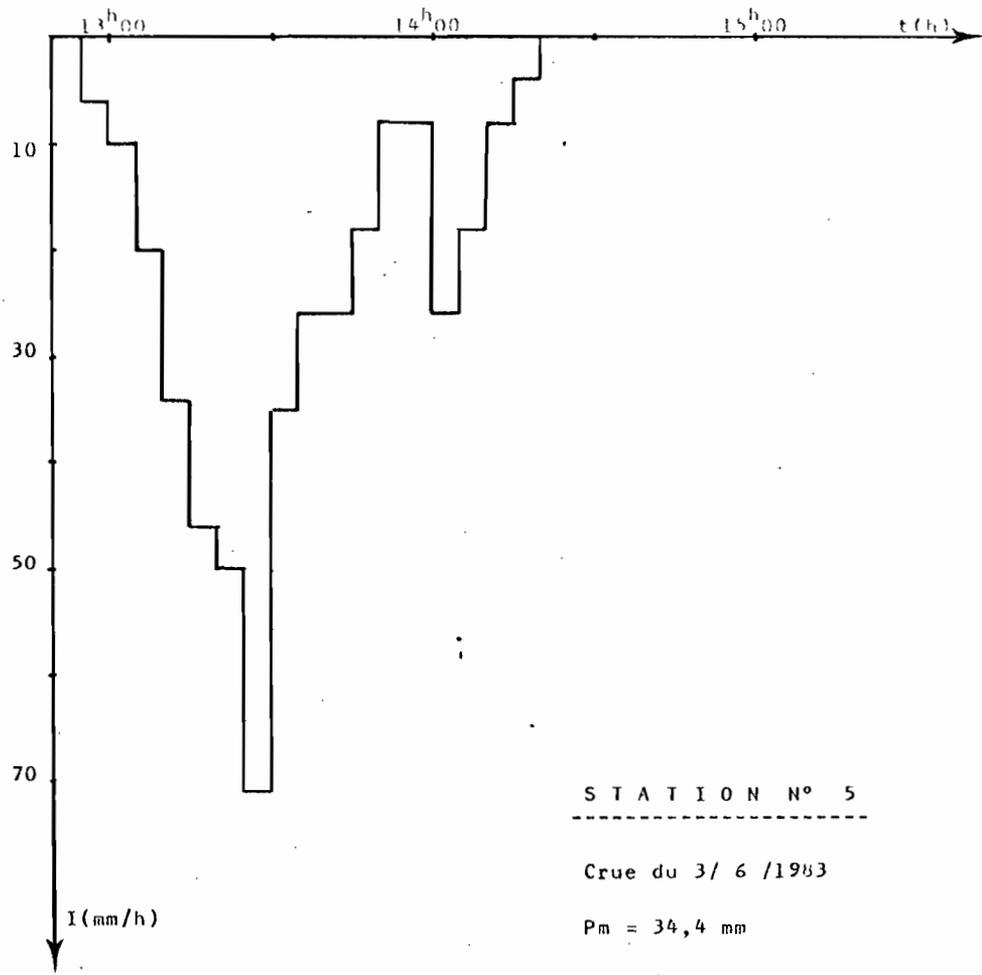
Pm = 24,5 mm

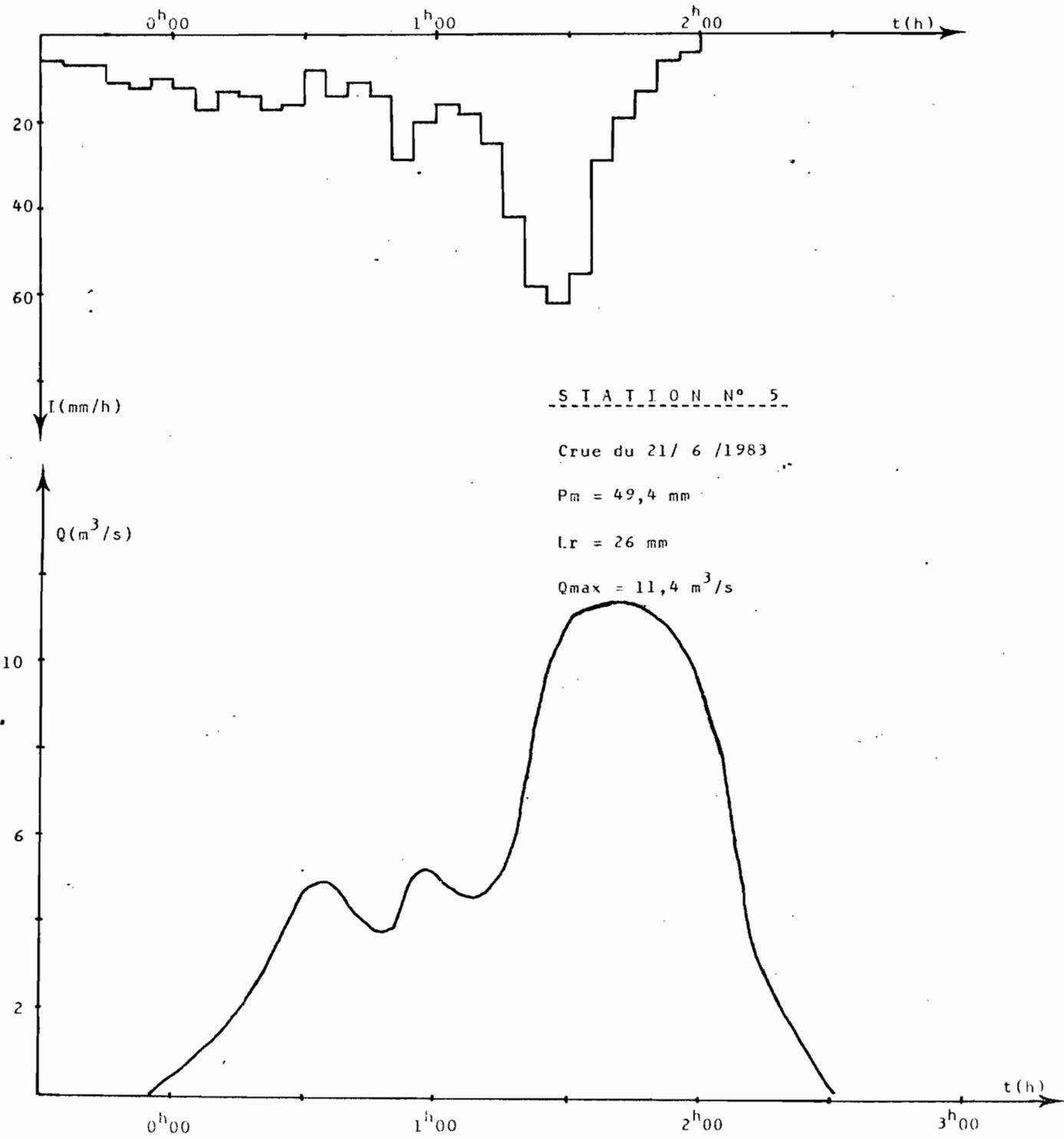
Lr = 14 mm

Qmax = 12,5 m³/s



10h30 11h30 12h00





PARTIE II

MESURES DE DÉBIT POUR L'AMÉNAGEMENT RIZICOLE
DE LA LOKA À SAKASSOU
(CÔTE D'IVOIRE)

I. CADRE GEOGRAPHIQUE ET PROBLEME POSE

La Loka est un des principaux cours d'eau du réseau hydrographique du Kan, affluent de rive droite du Bandama Blanc. Elle naît dans le horst granitique au nord-ouest de Bouaké, à environ 400 m d'altitude.

Après un cours de 17 km, son bassin versant est de 135 km². Il est coupé par un barrage (à 20 km à l'ouest de Bouaké) aménagé par la Société de Distribution d'Eau de la Côte d'Ivoire (SODECI) pour l'alimentation en eau de la ville de Bouaké.

A Sakassou, 40 km à l'aval, le bassin versant a une superficie de 595 km². Il est compris entre 7°28' et 7°45' latitude nord et 5°5' et 5°20' de longitude ouest (Fig. 1).

Son profil en long a une pente assez faible (5,4 ‰ en moyenne), notamment dans la partie de son cours située entre le barrage et Sakassou (Fig. 2).

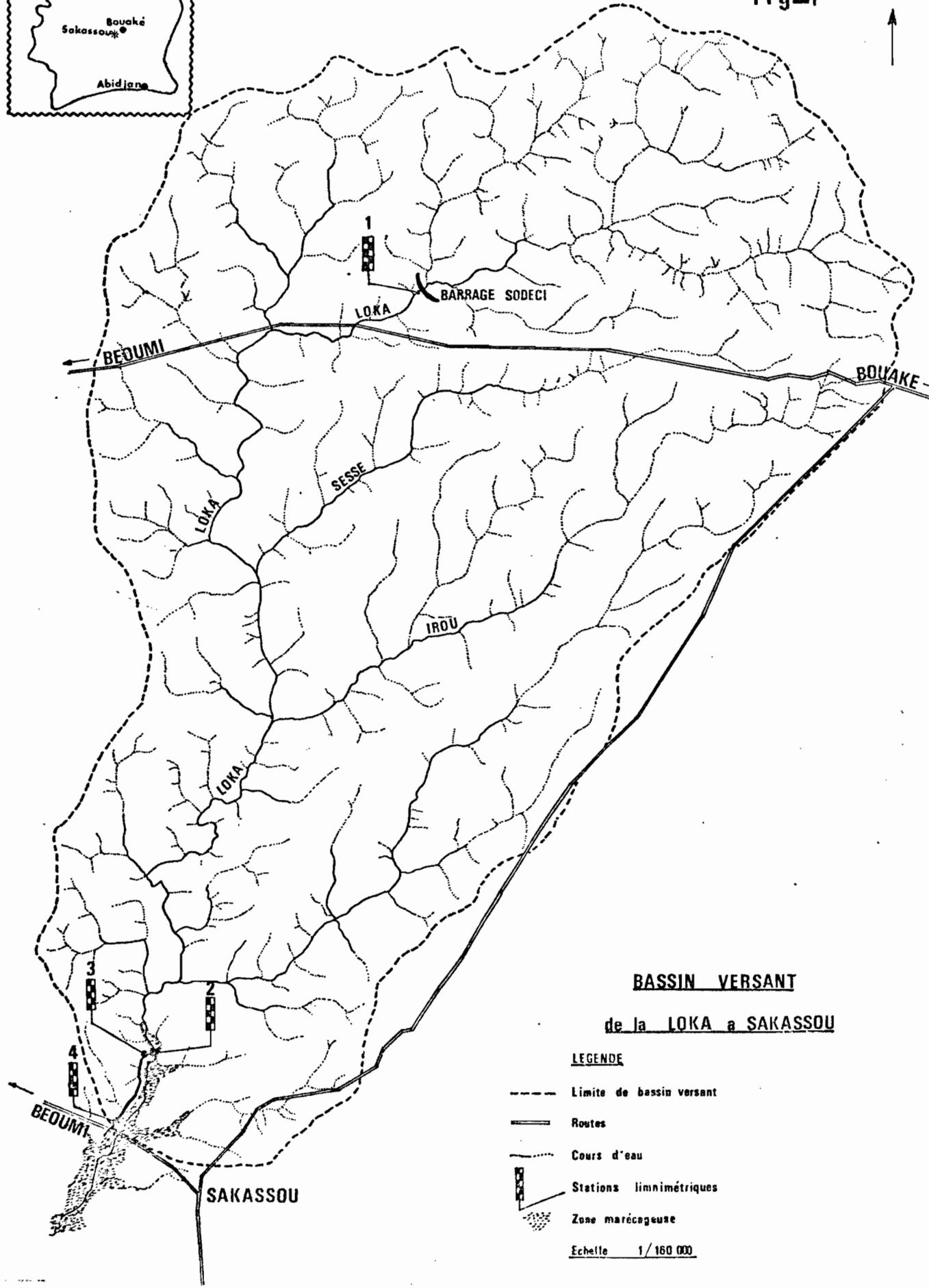
Le climat de la région est du type équatorial de transition atténué, avec une pluviométrie moyenne annuelle de 1200 mm. La saison des hautes et moyennes eaux s'étale de mai à novembre, avec le maximum en septembre - octobre. L'évapotranspiration potentielle (ETP) évaluée à 1450 mm/an est supérieure à la pluviométrie.

Le sol est ferrallitique, sur un socle granitique. C'est le domaine de la savane guinéenne préforestière arbustive.

A Sakassou, elle s'étale dans une plaine d'inondation, que le Bureau d'Etudes Techniques pour les Projets Agricoles (BETPA) aménage dans le cadre d'un projet rizicole. La rizière est alimentée par une station de pompage sur la rivière.

Afin de pouvoir toujours disposer d'eau pour la rizière, une fuite contrôlée par une vanne (0 à 400 l/s) est prévue au barrage SODECI, 40 km à l'amont.

fig-1



BASSIN VERSANT
de la **LOKA** a **SAKASSOU**

LEGENDE

- Limite de bassin versant
- == Routes
- Cours d'eau
- ▬ Stations limnimétriques
- ▨ Zone marécageuse
- Echelle 1/160 000

C.N.S.T.O.M. Service Hydraulique
Dessiné par
M. J. M.

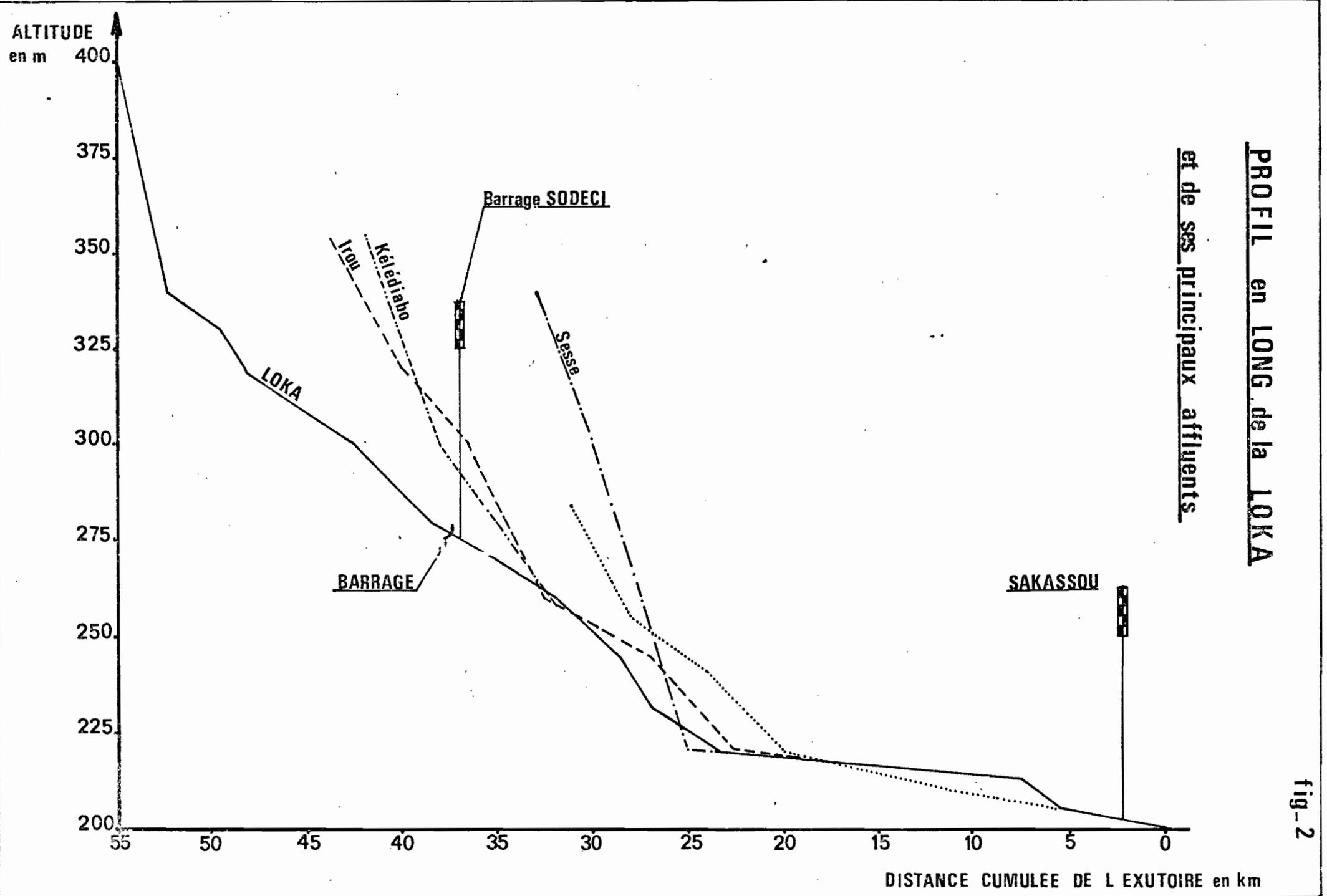


fig-2

Imp. S. M. A. S. A. N.

Pour améliorer la gestion de la station de pompage, le BETPA a demandé au Laboratoire d'Hydrologie de l'ORSTOM d'étalonner les lachures à l'aval du barrage, les apports à Sakassou, la station de pompage, et d'estimer les fuites dans le canal d'aménée de la rizière.

Ce rapport présente les résultats de ces travaux.

2. EQUIPEMENT DES STATIONS ET ETALONNAGE

2.1. Station I - Barrage SODECI

Les lachures du barrage de la SODECI sont commandées par deux vannes :

- l'une dont le débit nominal est de 0 à 400 l/s, permet de maintenir un débit minimum dans la rivière.
- l'autre constitue la vanne de fond permettant la vidange de la retenue.

La station a été installée le 10.03.83.

Elle comporte deux éléments d'échelle (0-1 et 1-2 m) fixés sur UPN en rive gauche.

Le repère est une pointe fixée à l'aide d'un pistolet de scellement au-dessus du bout extérieur de la canalisation souterraine qui amène l'eau depuis les vannes.

Le zéro de l'échelle se trouve à -2,212 m sous le repère.

Les berges du lit mineur sont bien marquées. Mais des modifications du lit, pouvant entraîner un détamage sont possibles.

Mesures hydrométriques et étalonnage

Pour évaluer la relation hauteur-débit entre la cote à l'échelle et le débit des lachures, diverses manoeuvres ont été opérées sur les deux vannes de commande.

Au total treize jaugeages ont été effectués et les résultats sont portés sur le tableau suivant.

Une fuite permanente, toutes vannes fermées, de 3 l/s a été également mesurée.

Résultat des jaugeages au barrage de la SODECI

DATE	HAUTEURS (cm)	DEBIT (m ³ /s)
11.03.83	60,5	0,397
	43,0	0,016
	41,0- 40,7	0,006
	47,4	0,061
	52,0	0,157
	55,2	0,243
	57,5	0,296
	60,0	0,361
	12.03.83	84,5 -85,0
113,5-116,5		7,18
15.03.83	58,2	0,350
16.03.83	39,4 -39,0	0,007
	51,2-50,5	0,137

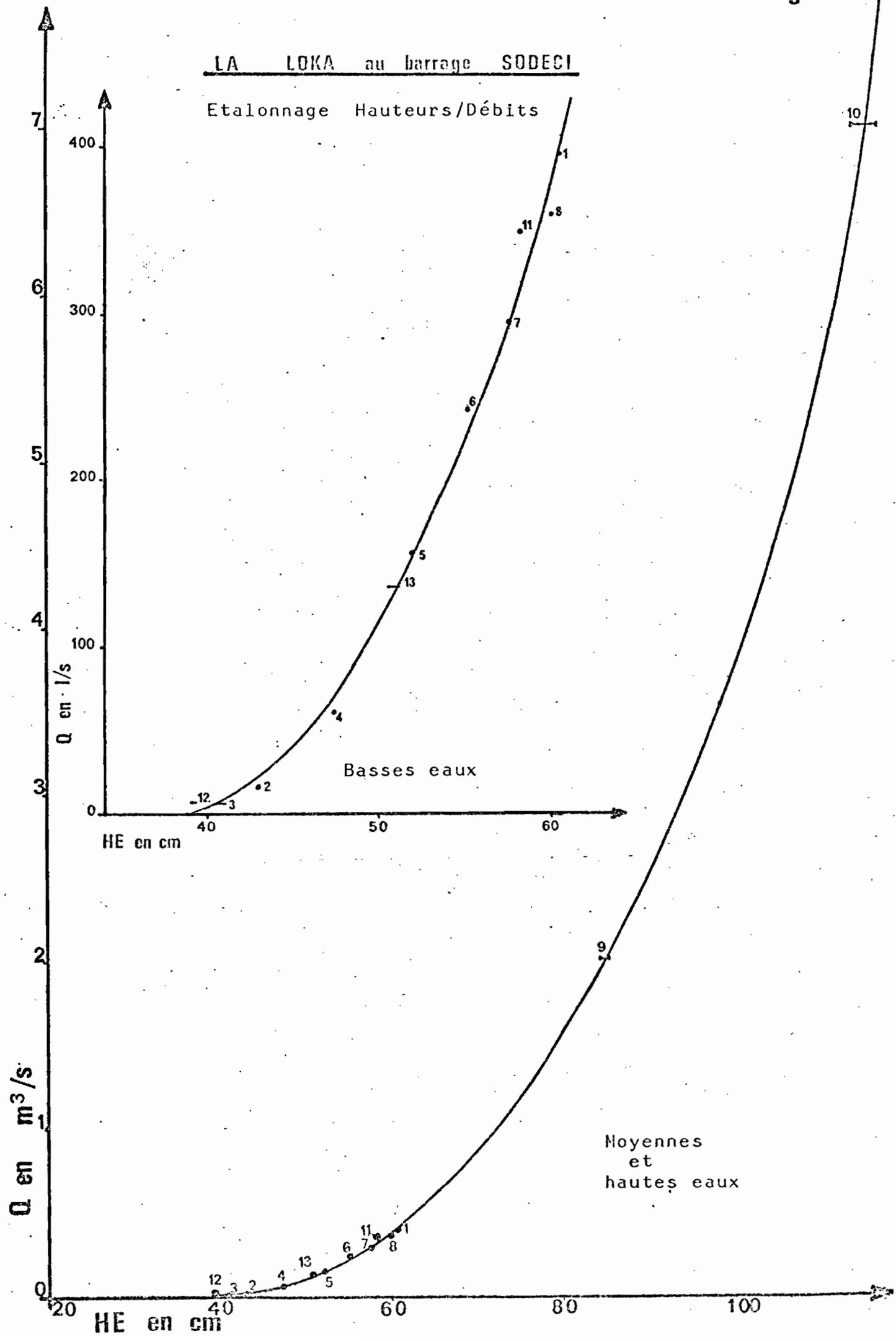
Ces valeurs permettent d'établir une courbe d'étalonnage avec une bonne précision (fig. 3).

Un barême centimétrique extrapolé jusqu'à une cote de 125 cm en est directement déduit.

fig-3

LA LOKA au barrage SODECI

Etalonnage Hauteurs/Débits



Barème d'étalonnage de la Loka

Station : barrage de la SODECI

H(cm)	Q(m ³ /s)	H(cm)	Q(m ³ /s)	H(cm)	Q m ³ /s	H (cm)	Q(m ³ /s)
39	0,001	61	0,421	83	1,86	105	4,77
40	0,003	62	0,462	84	1,95	106	4,98
41	0,007	63	0,505	85	2,04	107	5,19
42	0,013	64	0,551	86	2,14	108	5,42
43	0,020	65	0,599	87	2,24	109	5,65
44	0,029	66	0,649	88	2,34	110	5,89
45	0,039	67	0,702	89	2,44	111	6,14
46	0,051	68	0,757	90	2,55	112	6,40
47	0,065	69	0,814	91	2,64	113	6,60
48	0,080	70	0,874	92	2,74	114	6,94
49	0,097	71	0,936	93	2,85	115	7,20
50	0,116	72	1,00	94	2,97	116	7,50
51	0,136	73	1,07	95	3,09	117	7,80
52	0,158	74	1,13	96	3,23	118	8,10
53	0,175	75	1,21	97	3,37	119	8,41
54	0,195	76	1,28	98	3,51	120	8,73
55	0,218	77	1,36	99	3,67	121	9,06
56	0,245	78	1,43	100	3,83	122	9,39
57	0,274	79	1,51	101	4,00	123	9,74
58	0,307	80	1,60	102	4,18	124	10,1
59	0,343	81	1,68	103	4,37	125	10,4
60	0,382	82	1,77	104	4,56		

2.2. Station II - Aval du batardeau de Sakassou

Date d'installation : le 10.03.1983.

Elle se trouve sur la rive droite, à l'aval immédiat du batardeau. Elle comporte deux éléments, dont un réglé de 0-1 m et une échelle de 1-2 m.

Le repère est une pointe fixée au dessus du mur du bassin de dissipation d'énergie à l'entrée du canal d'irrigation. Le zéro se trouve à -4,714 m sous le repère.

La proximité de la retombée d'eau de la retenue de pompage provoque un batillage important du plan d'eau à la station, d'où la difficulté de lire les cotes exactes. Ce choix a été imposé dans le souci d'une stabilité de la section en basses eaux, le lit étant très instable (sablonneux) à l'aval de l'ouvrage.

Mesures hydrométriques et étalonnage

Afin de pouvoir faire les mesures de débits à différentes altitudes du plan d'eau, il a fallu attendre la crue générée au barrage de la SODECI. Lachée le 12.03.83, elle est arrivée deux jours plus tard, et une douzaine de jaugeages a été effectuée. Les résultats sont portés sur le tableau suivant :

DATE	HAUTEURS (cm)	DEBIT (m3/s)
Le 13.03.83	34,5 - 35,0	0,215
	28,1 - 27,9	(0,083)
Le 14.03.83	25,5	(0,014)
	41,0 - 42,0	0,328
	47,0 - 48,0	0,444
	51,5 - 52,5	0,518
	56,0 - 57,0	0,610
Le 15.03.83	60,5 - 61,0	0,710
	63,0 - 63,5	0,757
	58,0 - 57,5	(0,613)
	50,5 - 50,0	(0,457)
Le 16.03.83	30,5	(0,154)

(N.B. : Les valeurs entre parenthèses() ont été mesurées alors que le pompage pour l'irrigation était en marche).

Ces valeurs permettent d'établir une courbe d'étalonnage avec une bonne précision (fig. 4). On note un double point d'inflexion correspondant à la côte de noyade du seuil.

Un barème centimétrique extrapolé jusqu'à 80 cm en est déduit.

Barème d'étalonnage de la Loka

Station : aval batardeau de Sakassou

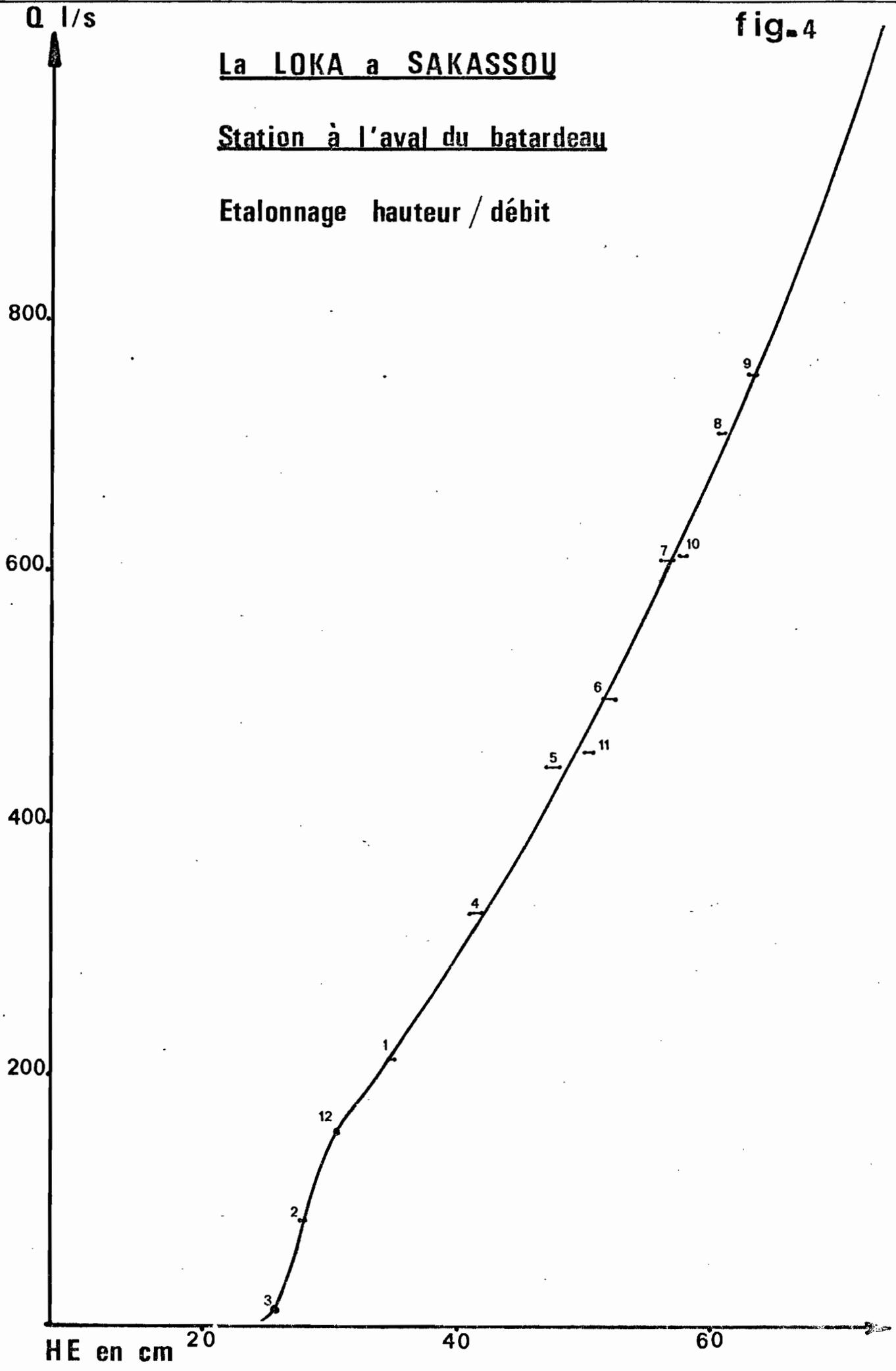
H(cm)	Q(m3/s)	H(cm)	Q(m3/s)	H(cm)	Q(m3/s)
		41	0,310	61	0,699
		42	0,327	62	0,723
		43	0,344	63	0,747
		44	0,361	64	0,772
		45	0,378	65	0,798
24	0,001	46	0,396	66	0,824
25	0,010	47	0,414	67	0,851
26	0,027	48	0,432	68	0,878
27	0,051	49	0,451	69	0,906
28	0,084	50	0,470	70	0,935
29	0,116	51	0,489	71	0,964
30	0,142	52	0,508	72	0,994
31	0,161	53	0,528	73	1,02
32	0,174	54	0,548	74	1,05
33	0,188	55	0,569	75	1,09
34	0,202	56	0,589	76	1,12
35	0,217	57	0,610	77	1,15
36	0,232	58	0,631	78	1,18
37	0,247	59	0,653	79	1,22
38	0,262	60	0,673	80	1,25
39	0,278				
40	0,294				

fig. 4

La LOKA a SAKASSOU

Station à l'aval du batardeau

Etalonnage hauteur / débit



2.3. Station III - Entrée du Canal d'irrigation

Date d'installation : le 10.03.83

Un réglé de 60 cm installé contre le mur droit du bassin de dissipation d'énergie. Le repère est le même que celui de la précédente station. Le zéro du réglé est à -0,714 m sous la borne. L'arrêt de l'écoulement est obtenu pour une cote de 10 cm à l'échelle.

Le bassin de dissipation d'énergie peut être assimilé à un déversoir rectangulaire, dont le débit est relié à la hauteur de la lame déversant par une formule hydraulique du type

$$Q = \mu \cdot l \cdot h \sqrt{2g h}$$

où :

Q = débit, en m³/s (ou l/s)

μ = coefficient de débit du déversoir

l = longueur du seuil déversant, en m

h = hauteur de la lame, en m (ou cm)

g = accélération de la pesanteur, en m/s² (= 9,81)

De ce fait, la station bénéficie d'une parfaite stabilité.

Mesures hydrométriques et étalonnage

Des manoeuvres sur la vanne de la pompe ont permis d'effectuer des mesures de débit à 7 valeurs différentes de cote à l'échelle. Les résultats sont les suivants :

DATE	HAUTEUR (cm)	DEBIT (l/s)
13.03.83	21,4	185
	11,8	7
	14,0	32
	16,1	64
	18,1	103
	19,9	146
14.03.83	23,2	236

Ces valeurs permettent d'établir une courbe d'étalonnage avec une bonne précision (fig. 5). L'ajustement de la formule de déversoir sur ces mesures donne un coefficient de débit μ de 0,48.

L'extrapolation pour les cotes supérieures à 24 cm a été faite sur la prolongation parabolique de la courbe, plutôt que sur l'ajustement de la formule hydraulique.

Un barème centimétrique en est déduit jusqu'à une cote de 30 cm.

Barème d'étalonnage du canal d'irrigation

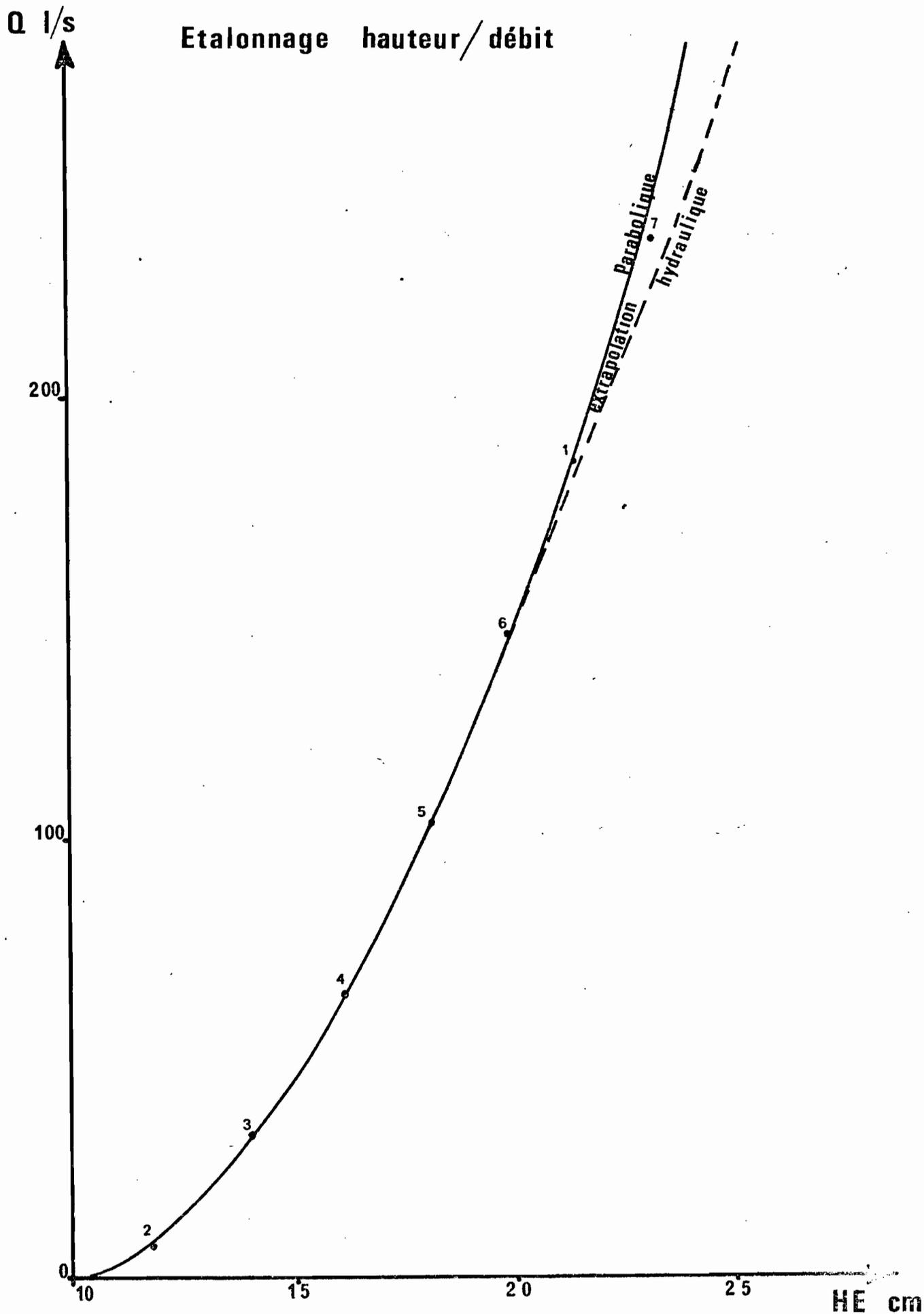
Station : Entrée du canal

H (cm)	Q (l/s)
10	0
11	4
12	11
13	20
14	31
15	45
16	61
17	78
18	99
19	122
20	147
21	174
22	204
23	236
24	270
25	307
26	345
27	387
28	430
29	476
30	524

fig-5

ENTREE du CANAL D'IRRIGATION

Etalonnage hauteur/débit



2.4. Station IV - Canal d'irrigation, route de Béoumi

Date d'installation : le 10.03.83.

Cette station constituée d'un seul élément d'échelle est installée à l'extrémité du canal d'alimentation, juste avant le passage de la route de Sakassou à Béoumi. La traversée sous la route est busée et assure la stabilité de l'étalonnage.

Le repère est une pointe fixée dans la dalle coulée à l'entrée de la buse. Le zéro se trouve à -1,144 m sous le repère.

Mesures hydrométriques et étalonnage

Quatre mesures de débit ont été effectués, correspondant aux débits faible, moyen, fort et très fort de la station de pompage.

Résultat des jaugeages

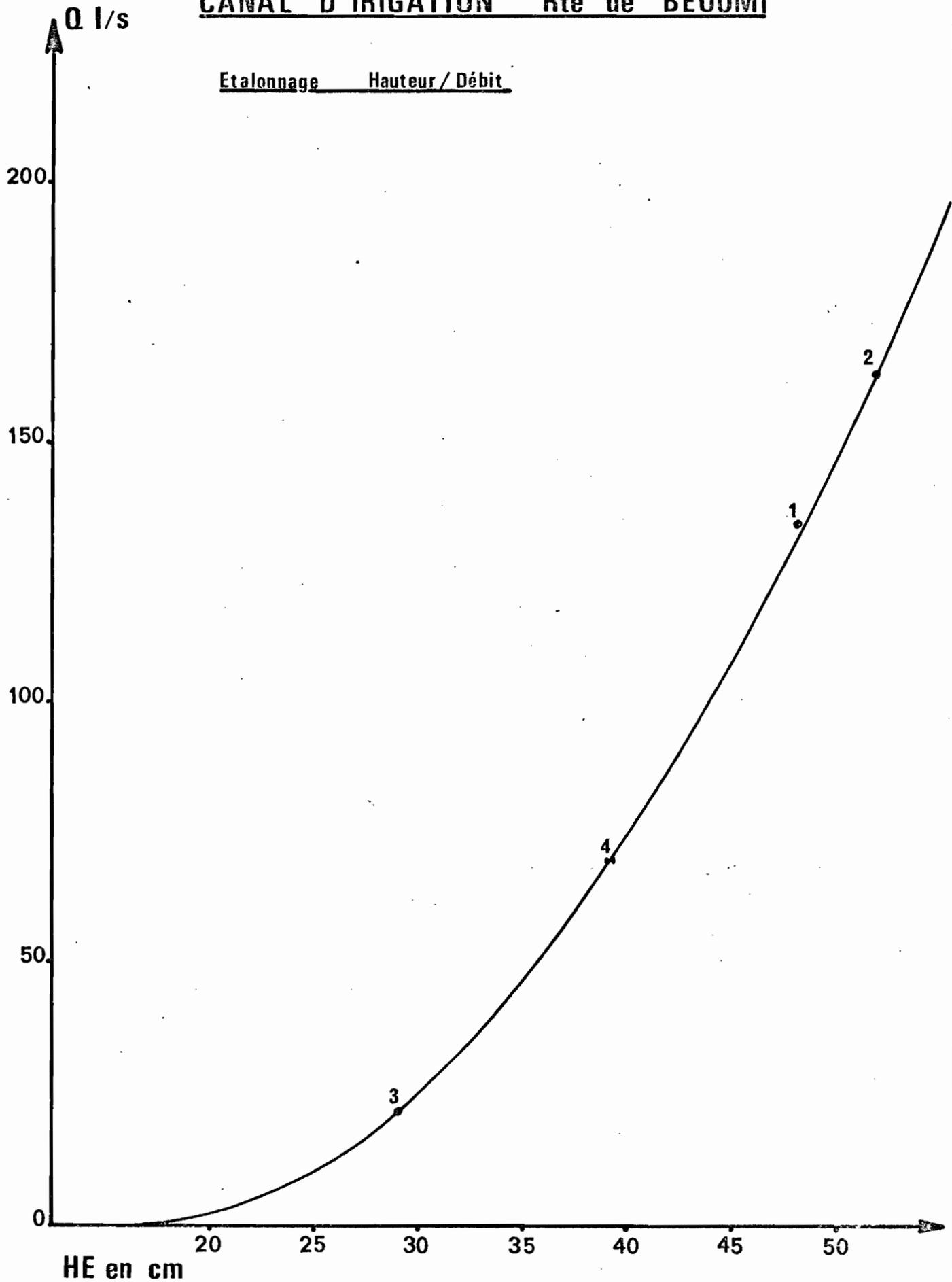
DATE	HAUTEUR (cm)	DEBIT (l/s)
Le 13.03.83	48,0	135
14.03.83	51,8	164
	29,0	22
	39,2	70

Un étalonnage sommaire, mais précis est établi (Fig. 6). On en extrait le barème centimétrique correspondant.

fig-6

CANAL D'IRIGATION Rte de BEOUMI

Etalonnage Hauteur / Débit



Barème d'étalonnage du canal d'irrigation

Station : route de Béoumi

H (cm)	Q (l/s)	H (cm)	Q (l/s)
20	1	40	74
21	2	41	81
22	4	42	87
23	6	43	94
24	8	44	101
25	10	45	108
26	13	46	116
27	15	47	123
28	18	48	131
29	22	49	140
30	25	50	148
31	29	51	157
32	33	52	166
33	37	53	175
34	42	54	185
35	47	55	195
36	52	56	205
37	57	57	215
38	62	58	225
39	68	59	236
40	74	60	247

3. PROPAGATION DE LA CRUE

Le volume de la crue générée au barrage de la SODECI est estimé à 115 000 m³, lâchée le 12.03.83 entre 9h. et 14h.30. La pointe a atteint 8 m³/s.

Avant son arrivée à Sakassou, cette crue va subir plusieurs modifications dont les deux principales sont :

- la perte en volume
- l'étalement des débits.

Les apports des affluents situés entre le barrage et Sakassou sont négligeables en ce moment de l'année (saison sèche).

La première modification se rapporte aux pertes subies par les eaux pendant le transport jusqu'à Sakassou. Ces pertes comportent essentiellement :

- l'infiltration
- l'évapotranspiration
- la rétention de surface.

Les pertes réellement importantes seront dues à l'infiltration (le sol étant très désaturé en fin de saison sèche, et à la rétention en surface consécutive aux remplissage des basfonds. Une crue provoquée au barrage sera donc plus ou moins écrêtée à son arrivée à Sakassou, suivant l'état de remplissage du réseau.

La deuxième modification est due à l'amortissement de l'onde sur le parcours entre le barrage et la station de pompage.

La vitesse de propagation est fonction essentiellement de la rugosité du lit et de la pente longitudinale du cours d'eau.

Les hydrogrammes de crue observés aux deux stations figurent sur la page suivante.

L'onde de crue est arrivée à Sakassou le 14.03.83 à 19h., soit un temps de parcours de 58 heures pour 40 km, donc une vitesse moyenne de 0,2 m/s. La pointe de la crue a atteint 0,800 m³/s, soit le dixième de la pointe au barrage.

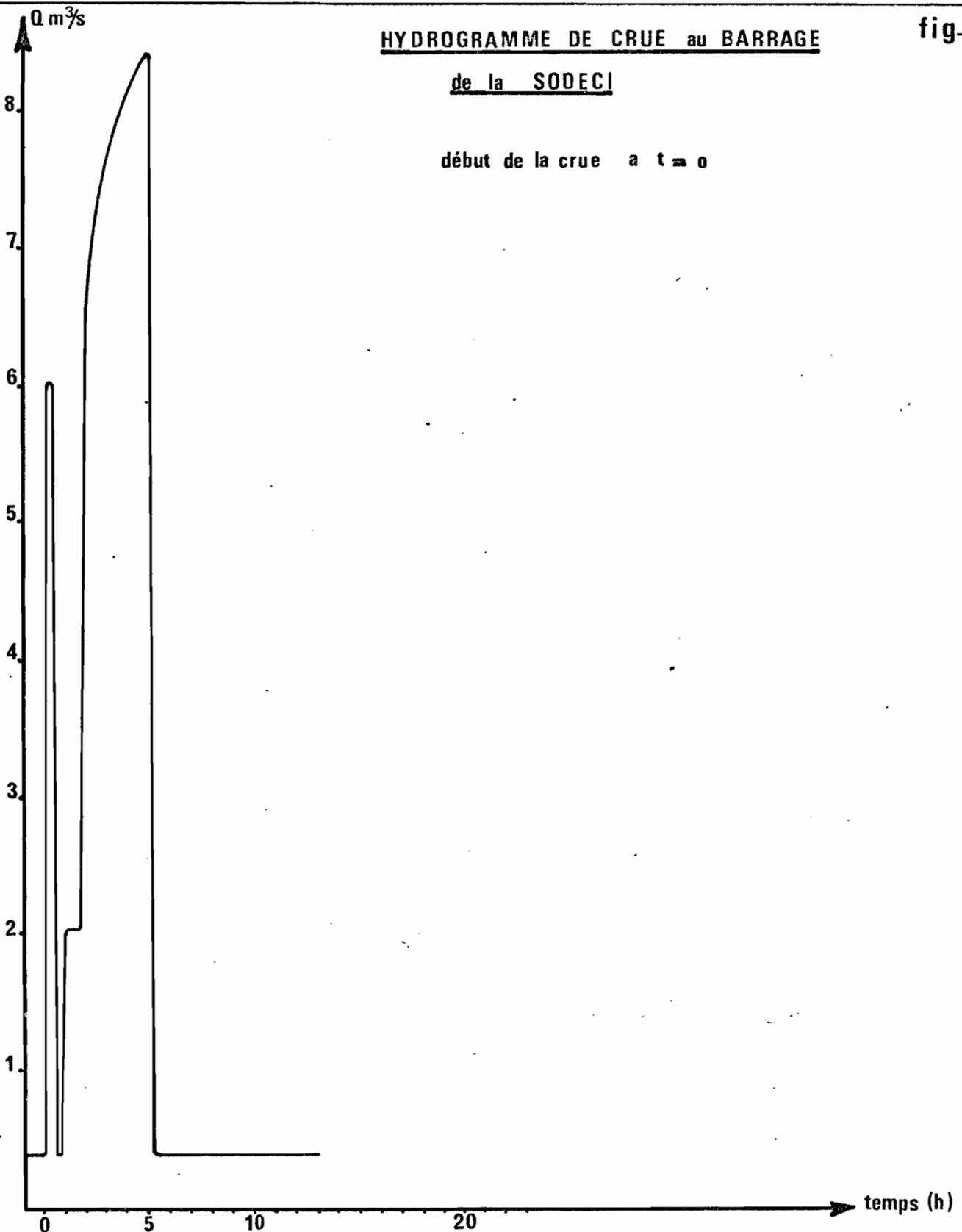
Le volume total de la crue à l'arrivée est environ égal à la moitié du volume initial.

fig-7

HYDROGRAMME DE CRUE au BARRAGE

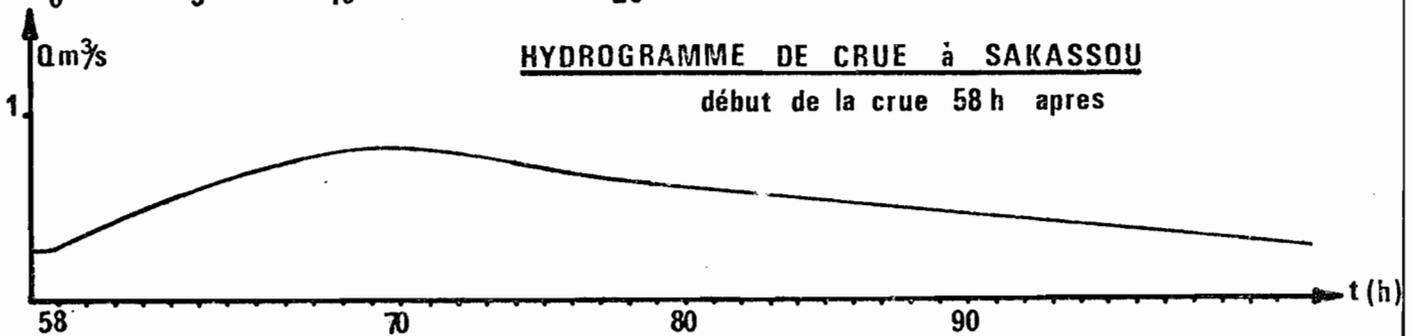
de la SODECI

début de la crue a $t = 0$



HYDROGRAMME DE CRUE à SAKASSOU

début de la crue 58 h apres



D'autre part, pour un débit constant de 400 l/s lâché au barrage, le débit restitué à Sakassou est seulement de 200 l/s.

Il n'est pas exclu que des prélèvements soient effectués en cours de route entre les deux points de mesure.

4. ALIMENTATION DU PERIMETRE RIZICOLE ; FUITES DANS LE CANAL D'AMENEE

Sur le canal d'amenée de la rizière sont aménagées des prises d'eau pour l'alimentation des parcelles cultivées. Les prises peuvent être ouvertes ou fermées, suivant qu'on veut ou non procéder à la mise en eau des parcelles.

Pour quatre valeurs de débit à la pompe (faible, moyen, fort et très fort), des jaugeages ont été effectués afin d'évaluer les fuites dans le canal.

Les résultats ainsi que les débits de pompage correspondants sont portés sur le tableau suivant :

Débit de pompage (l/s)	débit restitué au niveau de la route de Béoumi (l/s)	différence en %
35	22	37 %
95	70	25 %
185	135	27 %
236	164	30 %

A la précision de la mesure près, on peut donc estimer les pertes le long des deux kilomètres de canal à environ 30 % du débit pompé.

CONCLUSION

En l'état actuel des stations, les résultats obtenus sont satisfaisants.

On peut cependant émettre quelques réserves quant à la pérennité des courbes d'étalonnage, notamment celles des deux stations situées dans la Loka, qui sont susceptibles de variation par les fortes crues, ou toute autre modification apportée au lit de la rivière (par exemple, la rectification du lit prévue à l'aval de la station de Sakassou). Des jaugeages de contrôle devraient être faits régulièrement pour vérifier qu'il n'y a pas eu détarage.

La crue générée au barrage de la SODECI a été produite dans un état bien particulier du réseau hydrographique aval. D'autres essais peuvent être envisagés et réalisés facilement en se reportant aux étalonnages établis.