

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

GC.0633

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

SUJET : PLUIE DE PROJET ET MODELES DE TRANSFERT
"PLUIE-DEBIT" POUR LES PETITS BASSINS VERSANTS

AUTEUR : ABOU AMANI

DIRECTEUR: AMADOU SARR, Ph.D

JUIN 1990

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION

TITRE : Pluie de Projet et Modèles de Transfert
Pluie-débit pour les petits bassins versants.

DATE : JUIN 1990

AUTEUR : AMANI Abou
DIRECTEUR : SARR Amadou, Ph.D
CO-DIRECTEUR :

DEDICACE

A mes soeurs et frères,
A tous mes amis

REMERCIEMENTS

Je remercie monsieur Amadou SARR mon directeur de projet pour sa disponibilité pleine et entière, et pour les conseils précieux qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de ce travail.

Je tiens à remercier tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce projet en particulier Mr MBAYE professeur à l'EPT pour sa collaboration.

SOMMAIRE

L'intérêt qu'accordent les hydrologues et les aménagistes à la transformation de pluie en débit a fait qu'une multitude de modèles ont été développés ayant chacun ses propres conditions d'applications . Dans notre étude nous nous sommes intéressés aux modèles de transformation pluie-débit et aux méthodes de dérivation de pluie de projet pour les petits bassins versants. La nature des données hydrologiques disponibles actuellement en Afrique Sahélienne nous à pousser à nous pencher beaucoup plus sur les méthodes déterministes de calcul de débit design.

La première partie a trait aux modèles hydrologiques de détermination de débit de design. Une étude générale sur le ruissellement montrant la complexité de transformation pluie-débit a été faite avant d'explorer les différents modèles déterministes de calcul de débit.

Dans La deuxième partie nous avons passé en revue les différentes méthodes de détermination de pluie de projet. Des pluies de projet pour la ville de Dakar ont été déterminées à partir des courbes Intensités-Durée-Fréquence.

L'analyse statistique des précipitations constituant la troisième partie a été illustrée par l'analyse des données de précipitations journalières de la station de la ville de Thiès.

Nous avons terminé ce travail par l'application de certains modèles déterministes aux bassins versants Farandol et Sébikotane.

TABLES DES MATIERES

Dédicace	i
Remerciements	ii
Sommaire	iii
Tables des matières	iv
Listes des annexes	ix
Listes des figures	x
Listes des tableaux	xi
Listes des abréviations	xii

CHAPITRE I Introduction 1

CHAPITRE II Modèles hydrologiques

2.1 Généralités sur le ruissellement	3
2.2 Forme générale d'un hydrogramme	4
2.3 Transformation hyétogramme-hydrogramme	7
2.3.1 Equation de transformation	7
2.3.2 Complexité de l'équation	10
2.4 Modèles mathématiques en hydrologie	10
2.4.1 Historique et type de modèles déterministes	11
2.4.1.1 Modèles complet de balance hydraulique	11
2.4.1.2 Modèles de ruissellement	14
2.5 Complexité de l'étude de transformation pluie-débit au Sahel	16

2.5.1 Situations des données hydrologiques	17
2.5.2 Situations des données topographiques	18
2.6 Méthodes de détermination de débit de pointe	19
2.6.1 Formules empiriques utilisant les caractéristiques du bassin	19
2.6.1.1 Discussion et utilisation	20
2.6.2 Formules faisant intervenir la superficie et la fréquence	21
2.6.2.1 Formule de Horton	21
2.6.2.2 Formule de Forsaith	21
2.6.2.3 Formule de Fuller	22
2.6.2.4 Formule de Kinnison	22
2.6.2.5 Discussion et utilisation	23
2.6.3 Formules faisant intervenir la précipitation et les caractéristiques du bassin	23
2.6.3.1 Formules ne tenant pas de la fréquence	24
2.6.3.1.1 Formule d'Iskowski	24
2.6.3.1.2 Formule de Posseni	24
2.6.3.1.3 Formule de de Turazza	25
2.6.3.1.4 Discussion et utilisation	26
2.6.3.2 Formules faisant intervenir la fréquence de la pluie	26
2.6.3.2.1 Méthode Rodier Auvray (ORSTOM)	27
2.6.3.2.1.1 Principes de la méthode	27
2.6.3.2.1.2 Paramètres de la méthode	28
2.6.3.2.1.3 Régimes climatiques	30

2.6.3.2.1.4	Discussion et utilisation	31
2.6.3.2.2	Méthode CIEH	32
2.6.3.2.2.1	Principes de la méthode	32
2.6.3.2.2.2	Discussion et utilisation	34
2.6.3.3	Formules tenant compte de l'intensité de la pluie	34
2.6.3.3.1	Introduction	35
2.6.3.3.2	Méthode rationnelle	36
2.6.3.3.3	Discussion et utilisation	41
2.6.3.3.4	Autres formules du même type	42
2.6.3.3.4.1	Formule de Ziegler	42
2.6.3.3.4.2	Formule de Math	42
2.6.3.3.4.3	J.Cruette et Lemoine	42
2.6.3.3.4.4	Formule découlant de l'hydrogramme triangulaire	43
2.6.4	Conclusion sur les méthodes ne donnant que le débit de pointe	44
2.7	Estimations du temps de concentration	45
2.7.1	Introduction	45
2.7.2	Formule de Ventura	45
2.7.3	Formule de Passini	46
2.7.4	Formule de Kirpich	46
2.7.5	Formule de Richards	46
2.7.6	Formule de Giandotti	49
2.7.7	Concept de vitesse	49
2.7.8	Utilisation	50

2.8 Méthodes permettant l'obtention d'hydrogramme	50
2.8.1 Hydrogramme unitaire	50
2.8.2 Hydrogrammes unitaires synthétiques	52
2.8.2.1 Base des méthodes d'hydrogrammes synthétiques	52
2.8.2.2 Méthode Snyder	53
2.8.2.2.1 Discussion et utilisation	55

CHAPITRE III: Pluie de Projet

3.1 Introduction et complexité	56
3.2 Pluies synthétiques basées sur les courbes Intensité-Durée-Fréquence	57
3.3 Hyétogrammes synthétiques pour la région de Dakar	57
3.4 Remarques	68

CHAPITRE IV ANALYSE STATISTIQUE DES PRECIPITATION

4.1 Importance d'une analyse statistique en hydrologie	69
4.2 Période de récurrence	70
4.3 Paramètres statistiques d'un échantillon	71
4.4 Analyse de fréquence	73
4.4.1 Ajustement et choix de lois	74
4.4.1.1 Ajustement graphique	75
4.4.1.2 Test de Khi-deux de Pearson	76

4.4.1.3 Test de Kolmogorov-simirnov	77
4.5 Loi de gumbel et Frechet	77
4.6 Loi normale et lognormale	79
4.7 Loi de Pearson III	80
4.8 Programme et application	80
4.9 Discussion et conclusion	84
<u>CHAPITRE V</u>	APPLICATIONS
5.1 Bassin Farandol	86
5.1.1 Problèmes rencontrés	86
5.1.2 Méthode ORSTOM	88
5.1.3 Méthode CIEH	90
5.1.4 Méthode rationnelle	91
5.1.5 Conclusion et Critique	92
5.2 Bassin de Sébikotane	93
5.2.1 Méthode ORSTOM	93
5.2.2 Méthode CIEH	93
5.2.3 Méthode Rationnelle	95
5.2.4 Conclusion et Critique	95
<u>CHAPITRE VI:</u>	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS
	96

ANNEXES

BIBLIOGRAPHIE

LISTES DES ANNEXES

Annexe A: Caractéristiques du bassin de Sébikotane.

Annexe B: Listing des programmes.

LISTES DES FIGURES

Figure 2.1: Hyétogrammes et hydrogramme resultant d'un événement "averse-crue".

Figure 2.2: Schéma du modèle complet de balance hydraulique.

Figure 2.3(a): Bassin de drainage.

Figure 2.3(b): hydrogramme de ruissellement.

Figure 3.1: Courbes IDF, orage intermédiaire et orage complètement avancé de Dakar pour une période de retour de 1 an.

Figure 3.2: Courbes IDF, orage intermédiaire et orage complètement avancé de Dakar pour une période de retour de 2 ans.

Figure 3.3: Courbes IDF, orage intermédiaire et orage complètement avancé de Dakar pour une période de retour de 5 ans.

Figure 3.4: Courbes IDF, orage intermédiaire et orage complètement avancé de Dakar pour une période de retour de 10 ans.

Figure 3.5: Courbes IDF, orage intermédiaire et orage complètement avancé de Dakar pour une période de retour de 20 ans.

Figure 3.6: Courbes IDF, orage intermédiaire et orage complètement avancé de Dakar pour une période de retour de 100 ans.

LISTES DES TABLEAUX

- Tableaux 2.1: Valeurs du coefficient de pointe α pour le climat Sahélien et Subdésertique.
- Tableaux 2.2: Valeurs du coefficient de pointe α pour les bassins forestiers.
- Tableaux 2.3: Equations d'estimation du coefficient de ruissellement décennal Kr_{10} .
- Tableaux 2.4: Valeurs du coefficient de ruissellement [extrait du U.S soil conservetion service].
- Tableaux 2.5: Valeurs du coefficient de ruissellement [extrait du Hand Book of Applied hydrology].
- Tableaux 3.1: Equations des courbes IDF de Dakar (Dakar Yoff).
- Tableaux 3.2: Equations d'orage complètement avancé et d'orage intermédiaires pour Dakar ($r=0.4$ et durée = 6h).
- Tableaux 4.1: Précipitations journalières annuelles maximales de la station de Thiès (1918-1987).

ABREVIATIONS

ORSTOM: Office de Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer.

CIEH: Comité Inter-Etats d'Etudes Hydrauliques.

USA: United State of America.

USAID: United States Aid of International Developpement.

CHAPITRE I: INTRODUCTION

Le caractère aléatoire des cultures sous pluies, pousse plus que jamais nos Etats Sahéliens à se tourner vers la maîtrise de l'eau, afin d'atteindre l'autosuffisance alimentaire qui est une condition nécessaire au développement de nos pays où l'agriculture occupe une place importante dans leur économie.

Cette maîtrise de l'eau doit obligatoirement passer par la revalorisation des eaux de ruissellement, en créant des ouvrages de retenue, permettant ainsi, des cultures de contre saison (aménagements agricoles villageois) et de recharger les nappes d'eau souterraine.

L'un des problèmes majeurs posés lors de la conception de ces ouvrages, est celui de leur sécurité. Parmi les études préalables, le concepteur doit apporter un soin tout particulier à l'évaluation de la crue de projet (débit de design), car c'est d'elle que va dépendre la sécurité et la pérenité de la construction. La connaissance du débit étant à la base de la crue de projet est primordiale.

Ce débit de design peut être obtenu à partir de l'analyse statistique de la série des débits enregistrés si elle existe ou, à partir de l'analyse statistique des données de précipitations accompagnée de l'étude des caractéristiques du bassin versant qui affectent leur fonction de transfert "pluie-débit".

L'existence dans nos régions des réseaux d'observation pour les précipitations, en général en plus grand nombre que ceux de débits

d'écoulement au niveau des petits bassins versants, nous a poussé dans le cadre de ce travail à explorer des méthodes de détermination de débit de design en accord avec la nature des données disponibles, principalement celles qui utilisent les données de précipitations et les caractéristiques du bassin. Ceci dans le but de mettre à la disposition des concepteurs des ouvrages de retenue au Sahel des méthodes, lui permettant ainsi de pouvoir confronter dans certains cas les débits obtenus par les méthodes ORSTOM et CIEH qui sont les seules méthodes pratiquement utilisées en Afrique de l'Ouest et Afrique centrale, avec d'autres méthodes.

L'application de la plupart des méthodes nécessite l'analyse statistique des précipitations, c'est ainsi que pour pouvoir faciliter la tâche aux concepteurs un programme intitulé SAM a été écrit. Le bassin de Sibékotane et de Farandol nous ont servi de cadre d'application.

CHAPITRE II: MODELES HYDROLOGIQUES

2.1 Généralité sur le ruissellement

Selon l'intensité de la pluie tombant sur un bassin, l'eau se répartit en infiltration, accumulation dans les dépressions et de ruissellement de surface. Si l'intensité de l'averse est inférieure aux taux d'infiltration, toute l'eau de précipitation pénétrera dans le sol donc il n'y a pas de ruissellement. Alors qu'une intensité d'averse supérieure aux taux d'infiltration produit une série de phénomènes qui finalement causeront du ruissellement en surface.

L'eau provenant d'une pluie de forte intensité doit d'abord satisfaire les besoins en eau du sol (infiltration) et plantes, fournir l'eau absorbée par rétention et l'interception. Lorsque les dépressions de la surface du sol sont remplies, l'eau commence à s'écouler le long des pentes en formant des petits ruisseaux. A chaque jonction entre deux ou plusieurs écoulements, le débit de l'eau augmente au cours de la descente vers l'exutoire du bassin. La sommation de toutes ces contributions à l'écoulement produit à l'exutoire un débit fonction du temps. La variation de ce débit enregistré en fonction du temps donne l'hydrogramme final d'écoulement. Cet hydrogramme inclut :

- le ruissellement superficiel
- l'écoulement hypodermique représentant une partie de l'eau qui

s'infiltrer dans le sol et qui circule dans les horizons supérieurs du sol jusqu'à ce qu'elle débouche à la surface pour ensuite ruisseler. Certains auteurs utilisent les termes: écoulement de subsurface ou ruissellement retardé.

-l'écoulement souterrain qui est la composante de l'écoulement provenant de la circulation de l'eau au niveau de la nappe phréatique (réserve accumulée pendant l'orage ou lors des orages antérieurs).

2.2 Forme générale d'un hydrogramme.

La forme de l'hydrogramme provenant d'un seul orage de courte durée sur un bassin versant, suit un modèle général (voir figure 2.1). Cette forme est composée de trois parties principales:

- La période de montée qui correspond à l'accroissement de débit.
- La zone de débit maximum.
- la zone de décroissance de débit.

Le maximum de ce débit est appelé débit de pointe. Tout orage à partir d'une certaine intensité et dépendement du bassin ,est à l'origine d'un débit de pointe.

Cette caractéristique de l'hydrogramme d'un orage est la plus importante, voire même la seule propriété de l'hydrogramme qui est utilisée dans le design de la plupart des aménagements hydrauliques.

La complexité de la transformation de pluie en écoulement à l'exutoire montre combien l'ensemble des débits qui composent une

crue ne suivent pas des lois simples et sont difficilement accessibles à l'analyse.

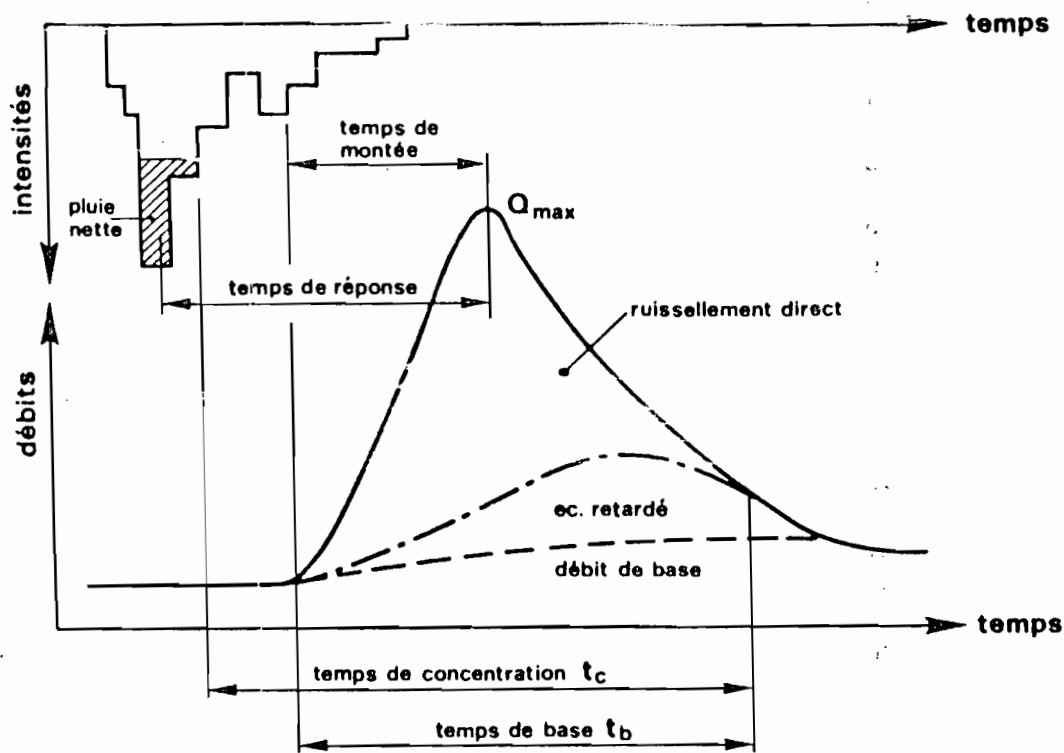


Fig. 2.1. Hyétogramme et hydrogramme résultant d'un événement "averse-crue"

temps de base t_b : durée du ruissellement direct, c.à.d. longueur sur l'abscisse des temps de la base de l'hydrogramme de ruissellement

temps de concentration t_c : temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut estimer t_c en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement direct

temps de montée t_m : temps qui s'écoule entre l'arrivée à l'exutoire du ruissellement direct (décelable par le limnigraphe) et le maximum de l'hydrogramme de ruissellement

temps de réponse du bassin ou "lag" t_p : intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie nette de la pointe ou du centre de gravité de l'hydrogramme de ruissellement.

2.3 Transformation hyétogramme-hydrogramme.

La transformation d'un hyétogramme de pluie en un hydrogramme dépend principalement de la nature de la pluie, de la superficie du bassin, de l'état du sol, des caractéristiques topographiques du bassin..etc. On peut tenter de tirer une équation générale de transformation pour faire ressortir la complexité du phénomène.

2.3.1 Equation de transformation

Soit une surface élémentaire dS prise dans le bassin, de coordonnées (x, y) ,

τ le temps que met une particule d'eau pour passer de la surface dS à l'exutoire,

k le coefficient de ruissellement sur dS à l'instant $t-\tau$, t désignant le moment auquel on considère le débit à l'exutoire, $q(t)$.

Soit d'autre part $h(t)$ la hauteur de la précipitation totale tombée sur dS à l'instant t .

Durant un intervalle de temps dt , il tombe sur la surface dS un volume d'eau V de:

$$V = \frac{\delta h}{\delta t} dt dS$$

h , la hauteur de pluie tombée est fonction du temps (répartition temporaire) et aussi de x, y (à cause de la répartition spatiale).

Le temps τ que met une particule pour passer de dS à l'exutoire est fonction pour une averse donnée de la position de dS par rapport à l'exutoire et des caractéristiques géomorphologiques et

hydrologiques du sol. On va négliger ce phénomène en supposant que la vitesse de parcours est à peu près la même.

Le volume V tombé sur dS à l'instant $t-\tau$ est:

$$V = \frac{\delta}{\delta t} h[x, y, t-\tau(x,y)] dt$$

Une partie de ce volume ruisselle. Cette quantité dépend principalement du coefficient de ruissellement sur la surface dS à cet instant.

Le coefficient de ruissellement, k , est fonction du temps car la saturation du sol évolue au cours de l'averse et de la position (x,y) car la nature du sol varie d'un point à l'autre. on exprime ce coefficient sous la forme:

$$k[x, y, t-\tau(x,y)]$$

Le coefficient de ruissellement d'un sol dépend de son état de saturation au début de l'orage. Donc il dépend des précipitations antécédentes. Afin de caractériser ce phénomène, on introduit l'indice de précipitations antérieures IPA fonction des précipitations antérieures. Cet indice IPA est fonction de la position (x,y) de dS . Nous pouvons donc réécrire le coefficient de ruissellement sous la forme:

$$k[x, y, IPA(x,y) , t-\tau(x,y)]$$

On peut donc écrire le volume V_r ruisselé comme étant égal à:

$$V_r = \frac{\delta}{\delta t} h[x, y, t-\tau(x,y)] \cdot k[x, y, IPA(x,y) , t-\tau(x,y)] dt dS$$

Toutes les particules d'eau composant ce volume ruisselé ne vont pas sortir en même temps de la surface dS . Il se produit un étalement sur dS dû à l'effet de stockage provisoire de la nappe ruisselante et à la mise en vitesse progressive des différentes particules. J. LARRIEU a introduit cet étalement sous forme d'un coefficient multiplicateur fonctionnel $r(x,y,\Omega)$ avec Ω un temps mesuré à partir de l'instant $t-\tau$ où tombe la précipitation [1]

$$\frac{\delta}{\delta t} h dt$$

C'est ainsi que la contribution de la zone dS au débit de l'exutoire sera:

$$\int_{\Omega=0}^{\infty} k[x,y,IPA(x,y),t-\tau(x,y)] \frac{\delta}{\delta t} h[x,y,t-\tau(x,y)] r(x,y,\Omega) dx dy d\Omega$$

Le débit total à l'exutoire est la somme des débits fournis par chacune des surfaces élémentaire dS du bassin. C'est ainsi que l'équation générale de transfert permettant de passer de l'hyéto-gramme de pluie $h(t)$ à un hydrogramme $q(t)$ est donnée par:

$$q(t) = \int_0^{\infty} \int_x \int_y k[x,y,IPA(x,y),t-\tau(x,y)] \frac{\delta}{\delta t} h[x,y,t-\tau(x,y)] r(x,y,\Omega) dx dy d\Omega$$

Bien que soit disant générale, cette équation suppose certaines simplifications telles que le fait de supposer que τ est indépendant des valeurs de $\delta h/\delta t$ le long du cours d'eau et de l'évolution des caractéristiques hydrographiques.

2.3.2 Complexité de l'équation

Le nombre important des paramètres intervenant dans cette équation, et la difficulté de la connaissance de ces paramètres, justifient l'abandon de cet approche pour calculer un hydrogramme à partir d'un hyétogramme, et le recours à des méthodes simplifiées.

Devant l'impossibilité d'utiliser cette équation générales, les hydrologues et aménagistes ont développé une multitude de modèles permettant en fonction des données disponibles d'estimer le débit de pointe ou l'hydrogramme de design.

Parmi ces méthodes on distingue les méthodes probabilistes permettant à partir d'une série des débits disponibles sur un certain nombre d'années (20 ans au moins) d'ajuster les débits maximums annuels ou les débits dépassant un seuil donné à des lois de probabilité s'y prêtant (loi de gumbel, loi lognormale, loi de pearson III, Frechet. En supposant que la tendance de ces débits se conserve, on peut à partir d'une période de retour donnée déterminer le débit de design correspondant.

Dans le cas où il n'y a pas suffisamment de données de débits, on est obligé d'avoir recours aux modèles déterministes et empiriques appropriés.

C'est surtout cette dernière situation qui se rencontre le plus chez nous au moment de l'étude des petits bassins versants.

2.4 Modèles mathématique en hydrologie

En hydrologie, les modèles mathématiques peuvent être séparés en

modèles déterministes et modèles stochastiques. Ceux de la première catégorie sont caractérisés par l'unicité de leur réponse à une sollicitation extérieure donnée et à un état donné. Dans la deuxième catégorie sont classés les modèles faisant intervenir un paramètre aléatoire, soit dans la relation fonctionnelle qui lie l'entrée à la sortie du modèle, soit, plus fréquemment, dans les données elles mêmes. Signalons que le terme stochastique employé englobe la notion de probabilité d'apparition d'un événement. Mais, il convient toutefois de différencier les modèles probabilistes pour lesquels la probabilité de l'événement est indépendante du temps, aux modèles stochastiques pour lesquels celle-ci est fonction du temps. Ces derniers ne font pas partie de notre étude.

Signalons aussi que dans la réalité il n'existe pas de comportements purement déterministes. C'est ainsi que la détermination de certains paramètres fait intervenir la notion de probabilité.

2.4.1 Historique et Classification des modèles déterministes.

Le problème de la transformation des précipitations en débit par les méthodes déterministes a été depuis assez longtemps une des principales préoccupations des hydrologues et aménagistes, mais ce n'est que vers les années 60 que l'on vit nettement deux approches s'élaborer, qui conduisent soit aux modèles complets de balance hydraulique, soit aux modèles partiels limités au ruissellement [13].

2.4.1.1 Modèles complets de balance hydraulique.

Ces modèles, appelés aussi modèles conceptuels s'attachent à une analyse du phénomène "pluie-débit", avec le souci de réaliser un bilan des eaux et un transfert de ces eaux d'un poste à l'autre du cycle de l'eau en schématisant de façon analytique le cheminement des eaux. On cherche à suivre de près la réalité physique de l'équilibre des échanges hydrauliques et du cheminement de l'eau dans la nature (figure 22).

Au niveau de la surface du sol (premier niveau), on distingue les pertes par évaporation, des infiltrations se dirigeant vers le second niveau (subsurface), le reste de l'apport pluvieux constituant le ruissellement rapide. Le second niveau se rapporte à la zone d'alimentation d'un écoulement retardé dit de subsurface ou hypodermique, se produisant dans des conditions différentes de celles du ruissellement rapide. C'est à ce niveau que commence l'infiltration proprement dite de l'eau dans le sol et son cheminement à travers les différentes couches perméables du sol. Durant une pluie la progression de l'eau infiltrée se fait premièrement à travers une tranche, la zone aérée, qui constitue le troisième niveau du modèle. Les excédents de la zone aérée peuvent, soit remonter vers la surface et participer à l'écoulement retardé, soit remplir le quatrième niveau que constituent les nappes souterraines. Ce réservoir alimente le débit de base de la rivière.

Les modèles complets de balance hydraulique de transformation de pluie en débit sont des modèles utilisant des expressions mathématiques donnant l'équilibre qui tend à s'établir entre chacun des

niveaux.

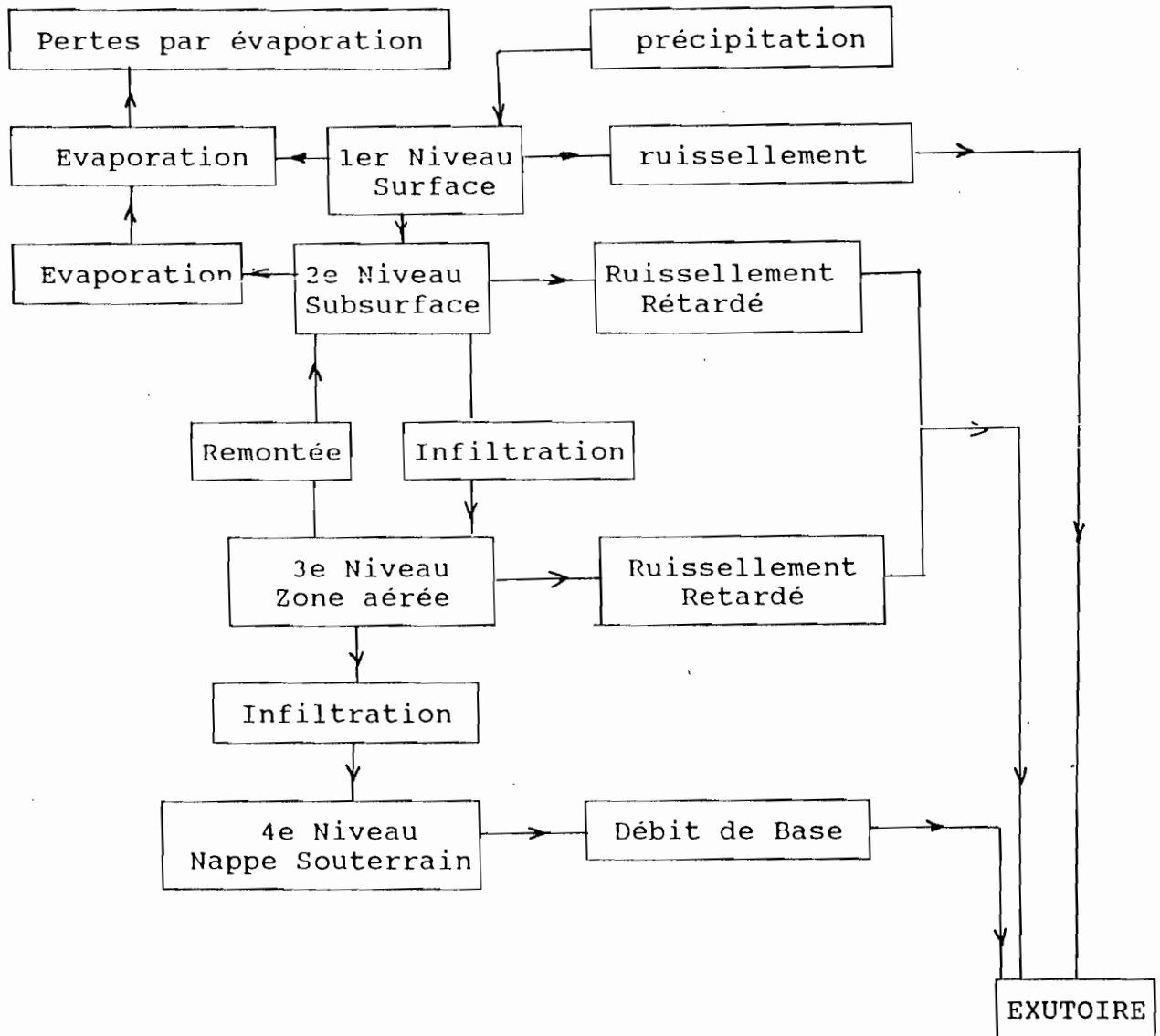


Figure 2.2 Schema du modèle complet de balance hydraulique.

Ces modèles sont aptes à reproduire le régime d'une rivière tout au long du cycle hydrologique et conviennent particulièrement à l'étude des régimes saisonniers. Un pas de temps de calcul long est nécessaire pour permettre au bilan de l'eau se équilibrer à chaque niveau du schéma (pas de temps de quelques jours à un mois).

Un modèle type de balance hydraulique est le modèle 'BILIK' mis au point par SOGREAH en 1969.

Voir illustration schéma(Figure 2.2)

2.4.1.2 Les modèles de ruissellement.

Contrairement au modèle de balance hydraulique, les modèles de ruissellement, ne s'attachent qu'à la phase de ruissellement du mouvement des eaux météoriques pour mettre en pratique une équation rationnelle du transfert averse-crue, mais cette approche n'est pas garante d'une reproduction fidèle des mécanismes naturels. Les termes du bilan autre que le ruissellement étant traités de manière analogique.

On considère comme pertes l'infiltration et l'évaporation. On essaye de tenir compte des ces pertes de façon globale, soit par un paramètre soustractif (méthode de capacité d'absorption du sol: méthode de HORTON par exemple), soit par un coefficient (méthode du coefficient de ruissellement), sans se soucier des mécanismes physiques de ces pertes. L'eau disponible pour le ruissellement est mise en forme par une fonction d'étalement et transmise à l'exutoire par le réseau qui fait subir à l'hydrogramme une nouvelle déformation. C'est ainsi que pour la plupart de ces modèles on

distingue les étapes suivantes:

-détermination de la fonction de production ou de rendement: transformation de la précipitation en pluie nette, disponible pour le ruissellement. A ce niveau on utilise, soit la méthode du coefficient de ruissellement, soit en utilisant la théorie de l'infiltration.

-Une fois la pluie nette connue, on détermine une fonction d'étalement dans le temps permettant la transformation de cette pluie nette en un hydrogramme à l'exutoire du bassin. Comme fonctions de transfert nous pouvons citer: hydrogramme unitaire, hydrogramme unitaire instantané, réponse impulsionnelle résultant d'une opération de déconvolution.

A cause du fait qu'on ne s'intéresse pas aux mécanismes des pertes (infiltration), ce modèle n'est vraiment valide que pendant la pluie.

Concernant l'étude de la transformation de pluie en débit au niveau des petits bassins versants, cette méthode de ruissellement est mieux adaptée à cause du fait qu'elle implique un pas de temps assez court, compatible avec le temps de réponse du bassin généralement inférieur à 24H.

L'application des modèles déterministes sur un bassin versant requiert l'existence de données constituées par des événements pluie-débit et de données d'évaporation en plus des données physiographiques. Une bonne partie des ces données va servir de calage de modèle. Pour les modèles de ruissellement, ce calage

consiste à déterminer explicitement la fonction de production et la fonction de transfert du bassin. Pour les modèles complets de balance hydraulique, il s'agit de la détermination explicite des différentes expressions mathématiques exprimant l'équilibre existant entre les différents niveaux). L'autre partie des données servira de vérification au modèle.

2.5 Complexité de l'étude de transformation pluie-débit au sahel.

En Afrique sahélienne, les concepteurs des petits ouvrages hydrauliques (microbarrages, dalots, .. etc) sont pour la plupart confrontés au problème de la détermination du débit de design. Cette situation est due principalement au problème crucial des données hydrologiques et cartographiques permettant l'utilisation de certaines méthodes de transformation pluie-débit. La nécessité oblige les concepteurs à adopter des méthodes sommaires du domaine de l'empirisme total qu'ils corrigent au fur et à mesure que leur expérience s'accroît. Par exemple dans la région de Korhogo en côte d'ivoire ils déterminent la taille des évacuateurs de crue de petits barrages d'hydraulique pastorale sur la base de 2 m par km² de bassin versant de superficie inférieure à 10 km² pour la lame d'eau de 0,7 m [5].

Ces méthodes comportent des difficultés de mise en oeuvre et ces erreurs d'appréciation d'un phénomène beaucoup plus complexe et surtout aléatoire. Avec la nécessité pour les pays sahéliens de se tourner d'avantage vers les cultures de contre-saisons afin

d'atteindre l'autosuffisance alimentaire qui est une condition nécessaire pour le développement de nos pays, il est nécessaire de se doter de méthodes beaucoup plus précises. Dans le contexte actuel, il importe d'éviter à tout prix d'ajouter aux très grandes difficultés que rencontre le sahel des dommages supplémentaires résultants d'erreurs techniques. C'est ainsi que le CIEH (comité inter-Etats d'études hydrauliques) et L'ORSTOM persistent dans les tentatives d'amélioration des méthodes de calcul de débit de design pour les pays sahéliens, méthode ORSTOM et méthode CIEH, développées antérieurement.

2.5.1 Situations des données hydrologiques .

En Afrique sahélienne le concepteur se trouve le plus fréquemment pour la détermination de débit de design devant les situations suivantes :

- Pour le bassin d'étude considéré, il n'existe aucune donnée hydrologique, c'est à dire q'on ne connaît ni de série de pluies, ni de série de débit.

- pour le bassin considéré, il existe des informations relatives aux pluies sur une ou plusieurs stations du bassin ou de son voisinage, aucune information hyrométrique. Dans ce cas il est nécessaire de distinguer deux possibilités concernant les informations relatives aux pluies: le cas le plus fréquent est celui où on a que des précipitations totales journalières. L'autre cas moins fréquent est celui où on est en présence des précipitations mesurées par l'intermédiaire de pluviographe.

-La dernière situation rencontrée pour certains bassins est celle où on se trouve en présence des informations de pluies enregistrées et de débits, c'est dire des événements 'pluie-débit'. Cette situation se rencontre uniquement pour des bassins expérimentaux

2.5.2 Situations des données topographiques.

A ces situations délicates des données hydrologiques, vient se greffer le problème de cartographie et de topographie au niveau de nos bassins. Cette situation aggrave l'étude de la transformation de pluie en débit au sahel, du moment où on sait l'importance capitale que la nature topographique du bassin sur cette transformation. Trois situations peuvent se rencontrer:

- Situation où l'échelle de la carte ne permet même pas de délimiter le bassin à fortiori d'en déterminer les caractéristiques topographiques du bassin.

- Situation pour laquelle le bassin est délimitable sur carte ,mais le nombre de courbes de niveaux est insuffisant.

- Enfin la dernière situation est celle pour laquelle la topographie du bassin est assez bien connue. Cette situation se rencontre le plus au niveau de certains bassins expérimentaux et ayant fait l'objet d'étude de projet d'aménagement.

Dans tout ce qui va suivre concernant l'étude de certains modèles nous supposerons les données topographiques du bassin connues.

Après cette revue des différentes situations, nous allons essayer de proposer les différentes méthodes s'adaptant à la nature des

données disponibles. Dans une première partie nous étudierons les méthodes de détermination de débit de pointe. Ensuite nous étudierons les méthodes permettant toujours à partir de la nature des données disponibles la dérivation d'un hydrogramme de ruissellement.

2.6 Méthodes de détermination de débit de pointe.

Comme nous l'avions vu plus haut, le débit de pointe est l'une des caractéristiques de l'hydrogramme la plus importante pour les concepteurs des ouvrages hydrauliques, parce qu'étant à la base de leur design. C'est ainsi qu'un nombre important des modèles a été développé pour la détermination de ce débit. Mais la plupart de ces modèles nécessitent avant leur application sur un bassin, la connaissance d'un nombre non négligeable des données de précipitations et de débit. Avec l'insuffisance, voire l'inexistence des données hydrométriques au sahel nous essaierons d'explorer les méthodes s'adaptant à la nature des données disponibles (précipitations journalières, précipitations enregistrées) en liaison avec les caractéristiques topographiques du bassin.

2.6.1 Formules empiriques utilisant les caractéristiques du bassin.

Ces méthodes sont basées sur le principe que le débit spécifique décroît avec la superficie du bassin versant. En quelque sorte la superficie du bassin joue un effet tampon au débit (étalement de la crue). Les équations donnant le débit maximum ont les formes suivantes [7]:

$$Q_m = CA^n$$

$$Q_m = CA^m A^{-n}$$

$$Q_m = \frac{CA}{(a+bA)^m} + d.A$$

où Q_m = débit de crue;

A = superficie du bassin de drainage; et

C , a , b , d , n , m = Coefficients et exposants à évaluer pour une région par la méthode de régression.

Exemples.

D'après Roche dans [1] on a pour le Niger supérieur l'équation suivante

$$Q = 0.200A^{0.906}$$

Et d'après la publication de Baird et McIllwraith dans [14] les crues maximales des grands fleuves suivent l'équation:

$$Q_m = \frac{131.000A}{(107+A)^{0.78}} \quad \text{où } A \text{ en km}^2 \text{ et } Q \text{ en m}^3/\text{s}$$

2.6.1.1 Discussion et utilisation.

Bien que relativement simple par rapport aux autres modèles, ces formules empiriques doivent être utilisées avec beaucoup de prudence à cause de la méconnaissance des conditions exactes de leur validité et du fait que la nature du débit évalué est ambiguë. Par ailleurs ce sont des équations établies pour une région donnée. Leur utilisation pour les petits bassins versants présente des risques d'erreurs considérables. Elles devraient être utilisées comme dernier recours.

L'analyse de ces équations montre la non prise en compte de termes explicites pouvant représenter les facteurs de fréquence. Alors qu'on sait qu'à chaque débit correspond une fréquence donnée. Ceci rend donc assez difficile l'utilisation des ces formules en vue de proposer un projet économique.

2.6.2 Formules du débit de pointe faisant intervenir la superficie et la fréquence.

IL existe des formules faisant intervenir la fréquence d'apparition de la crue permettant ainsi de tenir compte de la période de retour.

Les Formules les plus populaires sont les suivantes:

2.6.2.1 Formule de Horton (1914). [7]

Celle-ci établie en Pennsylvanie-est, donne un débit spécifique qui est:

$$q_{tr} = 4021.5A^{-0.5}tr^{0.25}$$

où q_{tr} = débit de crue égalée ou dépassée (pi3/sec/mi2);

A = superficie de drainage (mi2); et

tr = période de récurrence (année).

2.6.2.2 Formule de Forsaith (1949).

Cette formule a été établie pour les provinces des Prairies au Manitoba et au Wood Montain [7]. Le débit est donnée par:

$$Q_{tr} = C(32.3A^{0.5}tr^{0.444})$$

où Q_{tr} = crue maximale (m³/s) égalée ou dépassée
en moyenne

une fois sur une période tr années;

C = Coefficient de ruissellement de Forsaith dont
la valeur dépend des caractéristiques du
bassin et de son site;

A = superficie de drainage (mi²).

Le coefficient C n'est pas à confondre avec le coefficient de la méthode rationnelle [voir paragraphe 2.6.3.2]. D'après Forsaith C passe de 2 pour les bassins à fortes pentes plus une couverture végétale moyenne à 0.5 pour les plaines.

2.6.2.3 Formule de Fuller(1949) [6]

Elle donne en fonction de la superficie du bassin le débit pour une période de retour donnée.

$$Q_r = \frac{CA^{0.8}}{75} (1+0.8\log(T))$$

où

Q_r = "plus grand "débit ayant une durée
de 24 H (m³/s)

A = superficie du bassin-versant (km²)

T = période de retour (années)

C = coefficient qui varie entre 2 (pour les
pentes

très abruptes) et 0.5 (pour les prairies)

2.6.2.4 Formule de kinnison (1945) [6]

Cette formule donne un débit moyen d'inondation pour des

faibles crues.

$$Q_m = \frac{(0.00623h^{2.4} + 124) A^{0.95}}{62.51a^{0.04} * L^{0.7}}$$

où

Q_m = débit d'inondation moyen (m³/s),

h = élévation moyenne du bassin, au-dessus de l'exutoire (m)

A = superficie du bassin-versant (km²),

a = pourcentage par rapport à A , de la superficie de lacs et de réservoirs dans le bassin,

L = longueur maximale du bassin (km)

2.6.2.5 Discussion et utilisation.

Contrairement aux méthodes du paragraphe 2.6.1, ces méthodes tenant compte de la fréquence d'apparition de la crue peuvent nous donner des renseignements non négligeables, bien qu'elles n'aient pas été spécifiquement développées sous notre climat. Elles peuvent être utilisées quand on ne possède pas d'information sur les données hydrologiques ou quand on a besoin d'un ordre de grandeur en attente d'une étude plus précise.

2.6.3 Méthodes de détermination de débit de pointe faisant intervenir la précipitation et les caractéristiques du bassin.

Il est tout fait logique de penser à déterminer des équations donnant le débit de pointe à partir de la précipitation, parce que c'est elle qui est à la base du ruissellement.

C'est ainsi que beaucoup de formules ont été développées qu'on peut regrouper en trois classes:

- Formules ne tenant pas compte de la fréquence de la pluie
- Formules tenant compte de la fréquence de la pluie
- Formules tenant compte de la fréquence et de l'intensité de la pluie

2.6.3.1 Formules ne tenant pas compte de la fréquence de la pluie.

Parmi ces formules de ce genre on utilise:

2.6.3.1.1 Formule d'Iskowski [2 p 425]

Elle donne l'expression suivante du débit de pointe suivante:

$$Q = c.m.H.A \quad [m^3/s]$$

où

H = module pluviométrique annuel moyen;

c = coefficient caractérisant la morphologie du bassin et variant de 0.017 à 0.80.

m = coefficient variable de 10 à 1 lorsque l'étendue du bassin versant passe de 1 à 25000 km²

Notons que cette équation a été tirée à partir de l'analyse des crues observées sur quelques 300 cours d'eau européens.

2.6.3.1.2 Formule de Possenti [2]

Possenti a établi à partir de l'étude des crues des rivières de

quelques bassins montagneux italiens la formule suivante:

$$Q = \frac{cH_m}{L} \left(A_m + \frac{A_p}{3} \right) \quad [m^3/s]$$

où H_m =Hauteur en (m) du maximum de précipitations en 24H

L = longueur du thalweg principal en km

A_m = aire de la partie montagneuse du bassin [km²]

A_p = aire de la partie en plaine du bassin [km²]

c = coefficient compris entre 700 et 800 et d'autant plus que L est plus petit.

2.6.3.1.3 Formule de Turazza.

Cette formule a la particularité de faire intervenir en plus de la précipitation ,le temps de concentration du bassin qui est un paramètre extrêmement important surtout pour l'étude de petits bassins.La formule est:

$$Q = \frac{CHA}{3,6tc}$$

où Q= le débit maximum de crue en m³/s,

C= le coefficient de ruissellement pour la crue considérée,

H= la hauteur totale maximum de précipitation relevée

pendant une durée égale au temps de concentration t_c du bassin en heures

A= est l'aire du bassin versant en km²

t_c = temps de concentration du bassin (voir paragraphe suivant)

Signalons que cette formule a été adaptée en Italie.

2.6.3.1.4 Discussion et utilisation.

Ces formules, peuvent nous donner aussi une estimation du débit de pointe ,mais non une valeur à utiliser d'emblée dans une conception puisqu'elles ne tiennent pas compte de la fréquence de la pluie. La méthode de turazza qui fait intervenir le temps de concentration du bassin peut être d'un grand secours pour les petits bassins versants, à condition aussi que le coefficient de ruissellement soit bien évalué.

2.6.3.2 Méthodes faisant intervenir la fréquence de la précipitation

Il va de soi que la fréquence de la pluie a une importance capitale sur le débit de crue. Si la crue ne dépendait que des précipitations, celle de période de retour T correspondrait exactement à l'averse de même fréquence. Mais dépendamment des conditions d'humidité initiale la crue d'une période de retour T peut être donnée par une averse de période de retour différente de T. L'hypothèse fondamentale pour l'établissement de ce genre de méthodes est qu'une crue de période de retour T est engendrée par une averse de même période de retour.

Des méthodes de ce type ont été appliquées à certains bassins sahéliens, ce qui a permis la mise au point de deux méthodes d'estimation de débit de pointe au sahel:

- La méthode ORSTOM RODIER-AUVRAY permettant la détermination de débit de crue décennal à partir de précipitation décennale.

- La méthode CIEH

2.6.3.2.1 Méthode RODIER-AUVRAY [8]

Cette méthode a été établie à partir d'un certain nombre des données provenant de 90 bassins versants représentatifs et expérimentaux aménagés et équipés par l'ORSTOM en Afrique d'expression française entre 1958 et 1965.

Comme pour presque toutes les méthodes de calcul de débit de pointe à partir des précipitations journalières d'une fréquence donnée, l'hypothèse de base admise pour cette méthode est que la crue décennale est engendrée par une averse décennale.

2.6.3.2.1.1 Principes et méthodologie

- On estime dans un premier temps la hauteur H de l'averse décennale ponctuelle de 24H à partir des abaques établis par les auteurs pour toute l'Afrique sahelienne. Il suffit de connaître la position géographique du bassin en question.

-Une fois la hauteur décennale connue, on calcule le volume V_p total de précipitation sur le bassin en la multipliant par un coefficient d'abattement K, qui tient compte de la non homogénéité spatiale de l'averse considérée, et par la superficie S du bassin considéré. K est obtenu à partir des abaques établis par les auteurs, et est fonction de la superficie du bassin.

$$V_p = K.H.S$$

-Un point important de la méthode consiste à estimer le coeffi-

cient de ruissellement Kr du bassin à partir des abaques établis par les auteurs. La valeur de ce coefficient est fonction des caractéristiques topographiques et pédologiques du bassin. Le volume V_r ruissellant sur le bassin est:

$$V_r = Kr.V_p$$

- A partir des caractéristiques topographiques et géologiques du bassin, on évalue le temps de base T_B qui correspond à la durée effective du ruissellement sur le bassin. Le débit décennal moyen est donné par:

$$M = \frac{Kr.V_p}{T_B}$$

- Si α est le coefficient de pointe, rapport entre le débit de pointe et le débit moyen, α étant donné par les auteurs et est fonction de la superficie du bassin et de l'appartenance climatique du bassin, le débit de pointe décennal est:

$$Q_{\max} = \alpha.M = \frac{\alpha.S.K.P_{10}.Kr_{10}}{T_B}$$

2.6.3.2.1.2 Paramètres de la méthode

Les abaques qui ont été établis par les auteurs et permettant la détermination des paramètres entrant dans la méthode ne peuvent être utilisés que si l'utilisateur connaît bien son bassin par rapport aux classifications effectuées par les auteurs.

Classification des bassins suivant leurs caractéristiques:

Premièrement ils sont classés en cinq catégories.

- P1 : bassins rigoureusement imperméables: bassins entièrement

rocheux ou argileux;

- P2 : bassins imperméables avec quelques zones perméables de faible étendue ou bassins homogènes presque imperméables;

- P3 : bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez peu perméables ;

- P4 : bassins assez perméables tels qu'on en rencontre en zone de décomposition granitique avec abondance d'arènes;

- P5 : bassins perméables: sables ou carapace latéritique très fissurée.

Les bassins sont classifiés en six catégories selon leur pente transversale et longitudinale, en leur affectant un indice R:

- R1 correspond à des pentes extrêmement faibles, inférieures à 0.1% et 0.2%;

- R2 correspond à des pentes faibles, inférieures à 0.5%: bassins de plaine;

- R3 correspond à des pentes modérées comprises entre 0.5% et 1%: bassins intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain;

- R4 correspond à des pentes assez fortes: pentes longitudinales comprises entre 1 et 2%, pentes transversales supérieures à 2%: zones des ondulations de terrain;

- R5 correspond à des pentes fortes: pentes longitudinales comprises entre 2 et 5%, pentes transversales entre 8 et 20%: régions de collines;

- R6 correspond à des pentes très fortes: pentes longitudinales supérieures à 5%, pentes transversales supérieures à 20%: régions

de montagnes.

Remarquons que la pente longitudinale se calcule sur 60% du profil en long du cours d'eau principal, c'est à dire en ne tenant pas compte des 20% à l'amont comme à l'aval du profil. On détermine les pentes transversales de la même façon en considérant des demi-profils en travers partant du lit du cours d'eau (bords supérieur des berges) et rejoignant la limite du bassin versant et en éliminant les 20% en amont comme à l'aval.

2.6.3.2.1.3 Régimes climatiques

Chaque bassin sera classé dans l'une des trois catégories suivantes:

- Bassins sahéliens et subdésertiques: de l'isohyète 150 mm à l'isohyète 750-800 mm. La hauteur de l'averse décennale varie entre 60 et 110 mm.

Pour ce climat on a les valeurs de α qui sont données par le tableau 2.1:

Tableau 2.1: valeurs du coefficient de pointe pour le climat sahélien et subdésertique

Surface du bassin (km ²)	2	10	25	50	100
coefficient α	3	3	3	4.5	4

-Bassins tropicaux et tropicaux de transition ils sont situés à la limite du régime tropical et du régime sahélien entre les isohyètes 800 et 1600 mm. Les auteurs incluent aussi les bassins équatoriaux de savane. La hauteur de l'averse décennale varie entre

110 et 130 mm.

Pour ces bassins, les auteurs indiquent que l'on peut adopter pour α la valeur de 2.5, quelle que soit la superficie du bassin sans risquer de très graves erreurs.

-bassins forestiers: la hauteur décennale de l'averse se situe entre 120 et 150 mm.

Dans cette catégorie de bassin l'écoulement hypodermique est non négligeable. Ils constituent des bassins très particuliers différents des autres types de bassins. Ici le coefficient de perméabilité ne dépend pas de la superficie du bassin, seulement du relief et de la perméabilité de son sol.

Les valeurs du coefficient de pointe α proposées par les auteurs sont données par le tableau 2.2:

Tableau 2.2: valeurs du coefficient de pointe pour les bassins versants forestiers.

Relief du bassin	S<5km ²	5km ² <S<10km ²	S>10km ²
R2 (plaine)	1.90	2,20	2.30
R6 (montagne)	2.00	2.30	2.40

2.6.3.2.1.4 Discussion et utilisation

La méthode Rodier-Auvray, dite méthode ORSTOM que nous venons d'exposer brièvement, présente un certain arbitraire vis à vis de la fixation de la perméabilité du bassin qui est, il faut le dire difficile à estimer quand on ne possède pas une certaine pratique.

Elle fournit pour la plupart des cas des ordres de grandeur valables pour les débits des crues de cours d'eau Africains. Si on ne visite pas le terrain, ou si on fait une estimation erronée des paramètres, cette méthode peut conduire à des erreurs bien supérieures à 100%.

Elle a l'avantage d'être simple d'application, utilisant un nombre limité de paramètres, et surtout utilisant comme entrée des pluies journalières décennales.

Signalons que son utilisation est limitée au bassin de superficie inférieure à 200 km². Mais, il est possible de l'utiliser pour des bassins plus grands en appliquant la méthode de découpage.

2.6.3.2.2 Méthode CIEH 1984 [5]

Cette méthode a été établie à partir des débits des crues décennales estimées et des données hydrométriques de base sur 162 bassins versants du recueil de DUBREUIL couvrant des superficies de 0.02 km² à 2000 km² recevant des pluies annuelles comprises entre 95 et 2000 mm.

2.6.3.2.2.1 Principes de la méthode

Parmi plusieurs caractéristiques du bassin (morphologiques, climatiques), la méthode consiste à sélectionner les caractéristiques qui expliquent le plus les débits décennaux de l'échantillon de départ. Deux cas sont à distinguer:

- Cas où on ne connaît pas du tout le coefficient de ruissellement décennal: là la meilleure équation donnant le débit maximum

est la suivante:

$$Q_{\max} = a.S^b I_g^c P_{\text{an}}^d$$

avec Q_{\max} = débit de pointe décennal (m³/s),

S = superficie du bassin en km²,

I_g = indice globale de pente (m/km),

P_{an} = pluie moyenne annuelle (mm),

a,b,c,d = coefficient numériques déterminés par les auteurs et mis sous forme des abaques .

- Cas où on peut estimer le coefficient de ruissellement décennal à partir de la pluie annuelle P_{an} et de la géologie du bassin. L'équation suivante est meilleure que la précédente:

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

avec K_r = estimation du coefficient de ruissellement décennal(%).

Les auteurs proposent pour l'estimation de K_r décennal les formules données au tableau 2.3:

Tableau 2.3: Equations d'estimation du coefficient de ruissellement décennal K_{r10} .

Type de sol	estimation de K_{r10}
Granites	$K_1 = 2300.P_{\text{an}}^{-0.67}$
Grès	$K_2 = 300.P_{\text{an}}^{-0.375}$
Sables	$K_3 = 2.10^7 P_{\text{an}}^{2.2}$
Argiles + Marnes	$K_4 = 300.P_{\text{an}}^{-0.3}$
Schistes	$K_5 = 370.P_{\text{an}}^{-0.375}$

Une moyenne sera faite au prorata en fonction de difrérent type de sols du bassin considéré.

Signalons que ces formules ont été traduites par les auteurs sous forme d'abaques.

2.6.3.2.2 Discussion et utilisation

Cette méthode a l'avantage d'utiliser des paramètres faciles à estimer et même sans visite du bassin si nous sommes en présence de cartes géologiques de la région. Elle peut de plus être appliquée sur des bassins de superficie importante jusqu'à 2000 km² et avec de pluies annuelles jusqu'à 2000 mm.

Comme la méthode ORSTOM l'utilisation de celle-ci, sans précaution, peut conduire à des erreurs supérieures à 100%. Les difficultés inhérentes à une bonne détermination de certains paramètres déterminants, comme le coefficient de ruissellement, sont à la base de ces erreurs. IL y a aussi le problème de dégradation hydrographique qui joue un rôle non négligeable au niveau de la propagation de la crue, pouvant ainsi influencer le débit de pointe.

Ce qu'on peut dire finalement de ces deux méthodes, ORSTOM et CIEH, est que leur utilisation doit se faire par des ingénieurs de terrain expérimentés si l'on veut diminuer l'incertitude liée à la détermination des débits de pointe. Ce sont pratiquement les seules méthodes utilisées au sahel.

2.6.3.3 Formule tenant compte de l'intensité et de la durée de la pluie

2.6.3.3.1 Introduction

IL est évident que du point de vue de l'écoulement, une quantité de pluie P tombée sur un bassin versant pendant un temps t1 donné n'engendra pas le même phénomène que si cette même quantité P de pluie tombe sur le même bassin pendant un temps t2 plus grand ou plus petit que t1. D'où donc la nécessité de tenir compte de la durée de pluie (sa répartition pendant le temps) . Cette notion est introduite par les hydrologues en terme de l'intensité de la pluie. Soit une pluie de hauteur h (mm) d'eau tombant durant un intervalle de temps t (mn), l'intensité de la pluie se définit par:

$$i = \frac{h}{t} \quad (\text{ mm/mn})$$

Au cours de la pluie l'intensité varie. A partir des résultats d'enregistrements effectués dans les stations pluviographiques, on arrive après traitement à construire des courbes Intensité-Durée-Fréquence. La forme de ces courbes peut être obtenue au moyen des équations de type:

$$i = \frac{a}{(b+t)^c}$$

où

a, b, c = coefficients déterminés par ajustement; ils dépendent de la fréquence des événements,
t = durée de la pluie choisie

Parmi les méthodes donnant l'expression du débit de pointe en tenant compte de l'intensité de la pluie ,la plus populaire est la méthode dite rationnelle.

2.6.3.3.2 Méthode rationnelle

L'importance de cette méthode et sa simplicité nous a poussé à donner une vue plus générale nous permettant de voir plus clairement le fondement de la méthode.

Considérons le bassin versant à la figure 2.3(a) suivante. Décomposons la surface de ce bassin en un certain nombre de zones b_1, b_2, \dots, b_n limitées par des lignes isochrones de ruissellement. La zone b_j est limitée par les isochrones t_{j-1} et t_j . Soit $t_1 = \Delta t$, $t_2 = 2\Delta t, \dots, t_n = n\Delta t$. Supposons qu'il tombe sur la zone b_j , une pluie d'intensité I et de durée Δt , soit c_j le coefficient de ruissellement sur b_j . L'évolution du débit $Q(t)$ mesuré à l'exutoire pour une averse de durée $t_r = \Delta t$ est:

$$\text{à } t=0, \quad Q(0) = 0$$

$$\text{à } t=\Delta t, \quad Q(t_1) = c_1 b_1 I$$

$$\text{à } t=2\Delta t, \quad Q(t_2) = c_2 b_2 I$$

$$\text{à } t=n\Delta t, \quad Q(t_n) = c_n b_n I$$

Figure 2.3 (a)
Bassin de drainage

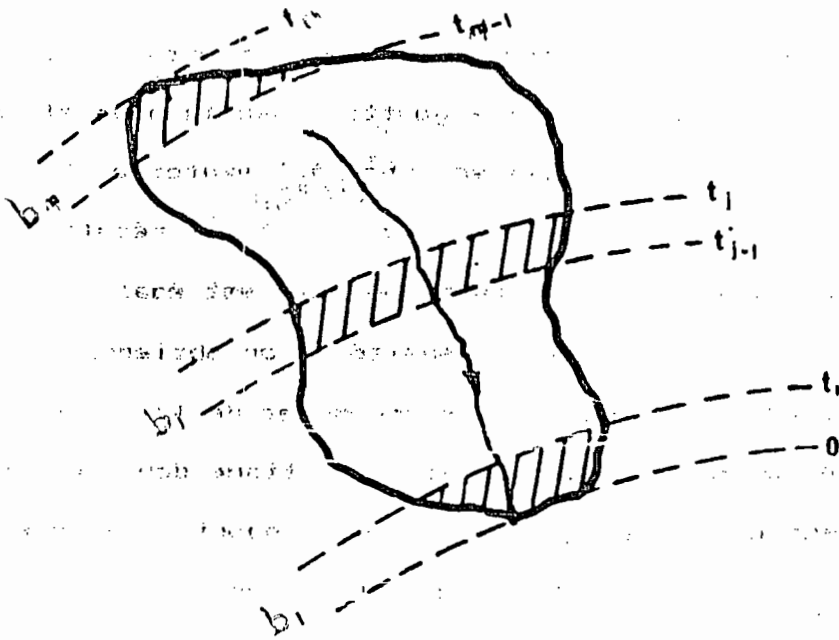
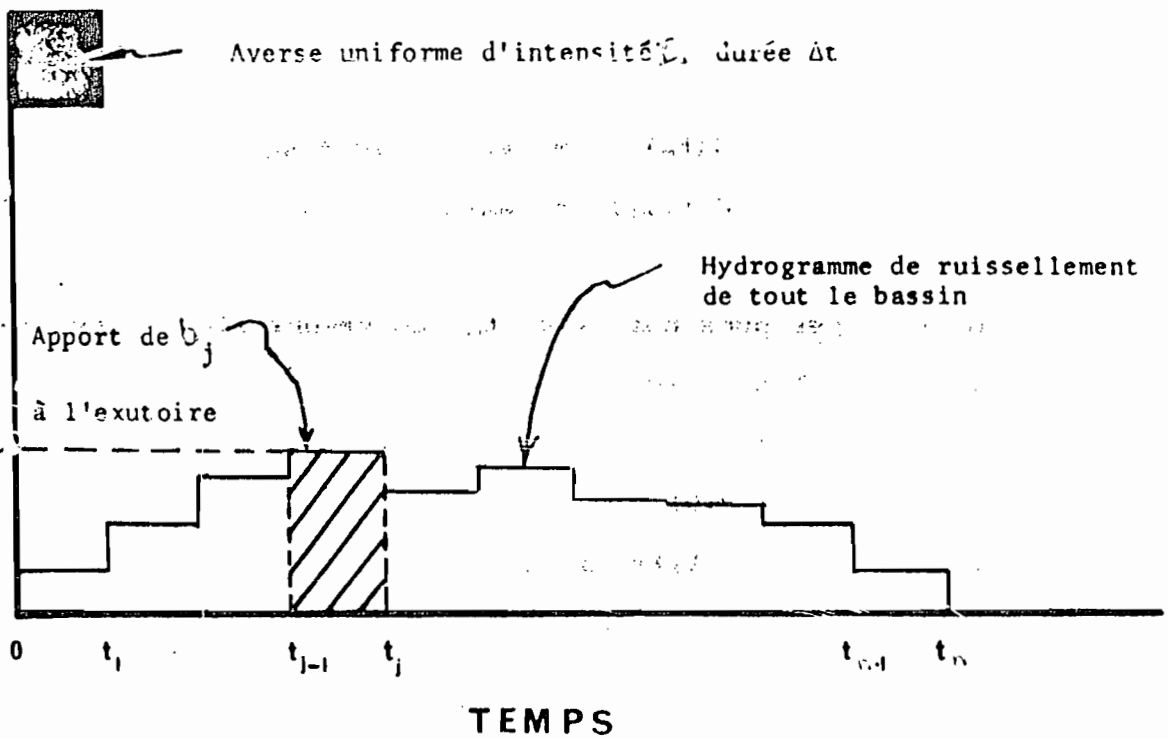


Figure 2.3 (b)
Hydrogramme de ruissellement



Le temps t_n est le temps mis par la goutte la plus éloignée hydrauliquement pour ruisseler jusqu'à l'exutoire du bassin. Ce temps noté t_c s'appelle le temps de concentration du bassin paramètre important du bassin (voir paragraphe 2.7)).

L'hydrogramme obtenu pour cette pluie de durée t est donné à la figure 2.3(b)

Si l'averse dure $2\Delta t$ avec la même intensité I , on obtiendra l'hydrogramme correspondant en ajoutant aux ordonnées de l'hydrogramme obtenu précédemment celles d'un hydrogramme identique dont les abscisses sont décalées de Δt vers la droite par rapport au précédent .Les débits mesurés à l'exutoire seront:

$$Q(0) = 0$$

$$Q(t_1) = c_1 b_1 I$$

$$Q(t_2) = c_1 b_1 I + c_2 b_2 I$$

$$Q(t_n) = c_{n-1} b_{n-1} I + c_n b_n I$$

$$Q(t_{n+1}) = c_n b_n I$$

Si l'averse dure $n t_c$ c'est à dire t_n ou t_c (temps de concentration), alors on mesurera à l'exutoire le débit suivant:

$$Q(0) = 0$$

$$Q(t_1) = c_1 b_1 I$$

$$Q(t_j) = \sum_{k=1}^j c_k b_k I$$

$$Q(t_n) = \sum_{k=1}^n c_k b_k I$$

$$Q(t_{n+1}) = \sum_{k=2}^n c_k b_k I$$

$$Q(t_{2n-1}) = c_n b_n I$$

Nous remarquons alors que pour une averse uniforme d'intensité I et de durée égale au temps de concentration du bassin, tout le bassin contribue au débit $Q(tn)$ à l'exutoire, c'est à dire que les n zones fournissent le débit $Q(tn)$.

Si l'averse dure plus longtemps ($t > t_c$), l'addition d'hydrogrammes identiques mais décalés dans le temps montre que le débit maximal de l'hydrogramme résultant demeure à :

$$Q(tn) = \sum_{k=1}^n c_k b_k I$$

D'où :

Lors d'une averse uniforme d'intensité I , la contribution maximale du ruissellement à l'exutoire s'obtient lorsque la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration du bassin

En posant dans $Q(tn)$

$$C A = \sum_{k=1}^n c_k b_k$$

avec C un coefficient moyen de ruissellement pour le bassin

A : l'aire du bassin

On retrouve la formule rationnelle sous sa forme la plus connue :

$$Q_m = CIA$$

Avec Q_m = débit de pointe ,

C = coefficient dépendant de l'imperméabilité du bassin appelé coefficient de ruissellement (voir

Type de sol	Couverture du bassin versant		
	Cultures	Pâturages	Bois, forêts
A fort taux d'infiltration; sols sableux ou graveleux	0.20	0.15	0.10
A taux d'infiltration moyen; limons et sols similaires	0.40	0.35	0.30
A faible taux d'infiltration; sols lourds, argileux; sols peu profonds sur fond imperméable	0.50	0.45	0.40

Tableau 2.3 (extrait de U.S. Soil Conservation Service)

Type of drainage area	Runoff coefficient, C
Lawns:	
Sandy soil, flat, 2%	0.05-0.10
Sandy soil, average, 2-7%	0.10-0.15
Sandy soil, steep, 7%	0.15-0.20
Heavy soil, flat, 2%	0.13-0.17
Heavy soil, average, 2-7%	0.18-0.22
Heavy soil, steep, 7%	0.25-0.35
Business:	
Downtown areas	0.70-0.95
Neighborhood areas	0.50-0.70
Residential:	
Single-family areas	0.30-0.50
Multi-units, detached	0.40-0.60
Multi-units, attached	0.60-0.75
Suburban	0.25-0.40
Apartment dwelling areas	0.50-0.70
Industrial:	
Light areas	0.50-0.80
Heavy areas	0.60-0.90
Parks, cemeteries	0.10-0.25
Playgrounds	0.20-0.35
Railroad yard areas	0.20-0.40
Unimproved areas	0.10-0.30
Streets:	
Asphaltic	0.70-0.95
Concrete	0.80-0.95
Brick	0.70-0.85
Drives and walks	0.75-0.85
Roofs	0.75-0.95

Tableau 2.4

I = intensité moyenne de la précipitation durant le
temps de concentration t_c (m/s),

A = superficie du bassin(m²)

2.6.3.3.3 Discussion et utilisation

La simplicité de cette équation repose sur des hypothèses qui souvent la trahissent:

- l' intensité de l'averse est constante tout au long de l'orage sur tout le bassin, ce qui n'est du tout vrai.

- le coefficient de ruissellement est constant tout au long de l'orage et ne varie d'une averse à l'autre, ce qui est là aussi faux.

- les surfaces imperméables sont réparties uniformément à travers le bassin

Toutes ces hypothèses font que l'utilisation de la méthode rationnelle se restreint à des bassins de quelques kilomètres carrés seulement.

Dans le cas des bassins de superficie importante on essaiera de faire un découpage minutieux du bassin en des sous bassins pour lesquels les conditions d'application de la méthode soient satisfaites: au niveau de chaque sous bassin nous devons avoir des caractéristiques du terrain influant sur le transfert, uniformes (perméabilité , pédologie). Chacun de ces sous bassins produira son débit de pointe et par la superposition des hydrogrammes, nous pouvons en déduire le débit de pointe résultant pour tout le bassin

qui sera forcément différent de la somme absolue des débits de pointe des sous bassins à cause des temps de parcourt des eaux des exutoires des sous bassins jusqu'à l'exutoire du bassin différents .

2.6.3.3.4 Autre formules du même type [3]

Certains auteurs ont publié des formules analogues à la formule rationnelle, comme par exemple:

2.6.3.3.4.1 Burkli-Ziegler

$$Q_p = A.C.I.\sqrt{S/A}$$

2.6.3.3.4.2 Mc Math:

$$Q_p = A.C.I.\sqrt[3]{S/A}$$

où

A = surface du bassin (acres)

Q_p =débit de pointe (arce inches/h)

I = intensité de la pluie (inches/h) pour une duré
égale au temps de concentration t_c du bassin

S = pente (ft/ft)

C = coefficient de ruissellement

Nous remarquons que la seule différence de ces formules avec la méthodes rationnelle réside en la prise en compte d'un autre paramètre qui est la pente moyenne du bassin.

2.6.3.3.4.3 Formule de J.CRUETTE (Orstom) et

L.LEMOINE(Somivac) [voir réf 16 p151] .

Ces deux auteurs sont partis de la forme de l'équation rationnelle

$Q=CIA$ et de l'intensité de l'averse décennale mise sous la forme:

$i=a(Tc)^{-b}$ (i en mm/mn et Tc en mn) où Tc est le temps de concentration du bassin considéré, durée de l'averse utilisée pour cette formule.

En partant de la formule de type CHEZY pour exprimer la vitesse moyenne de ruissellement, ils ont trouvé que:

$$Q = 167.1200^b a.C.J^{b/2} L^{-b} A^{0.95}$$

avec:

Q= débit en l/s,

L= longueur du plus long cheminement hydraulique (m)

A= en hectares,

J= pente moyenne en m/m.

L'exposant 0.95 est destiné à tenir compte de la dispersion spatiale de la pluie sur le bassin versant de superficie A. Ces mêmes auteurs, après l'étude d'averses de certaines régions de l'Afrique, ont eu à déterminer différentes valeurs des paramètres a et b pour des pluies de période de retour allant de 1 à 20 ans.

L'utilisation de ces formules ne donne qu'un ordre de grandeur du débit de pointe puisqu'elles ont été établies pour des grandes superficies. Toute bonne utilisation de cette méthode doit impérativement passer par l'analyse des averses de la région d'étude en vue d'obtenir des valeurs de a et b fiables.

2.6.3.3.4.4 Autre formule

Cette formule est une variante de l'hydrogramme triangulaire [3 p 83]. Elle donne le débit de pointe suivant:

$$Q_p(T) = \frac{0.28 \cdot P(t, T) \cdot C \cdot A \cdot f}{t_c}$$

avec

$Q_p(T)$ = débit de pointe pour le temps de retour T (m^3/s),

$P(t, T)$ = hauteur de précipitation (pour une durée t et un temps de retour de T) (mm),

T = temps de retour (années),

C = coefficient de ruissellement durant la période de crue

t_c = temps de concentration (heures) = $L/3.6V$

L = longueur du cours (km),

V = vitesse moyenne du débit de crue (km/h),

A = surface du bassin (km^2),

f = coefficient de forme de l'hydrogramme (valeur moyenne : $f = 0.6$),

t = durée de la pluie de projet (heures)

$$t = (t_c + 1)^{-0.2} \cdot t_c$$

2.6.4 Conclusion relative aux méthodes ne donnant que le débit de pointe

Toutes ces méthodes que nous venons de voir, méthodes empiriques et rationnelle, permettent la détermination uniquement du débit de pointe. Elles ne donnent pas une variation du débit avec le temps, l'hydrogramme.

Le caractère subjectif du choix de certains paramètres déterminant, intervenant dans la plupart de ces formules, fait qu'elles

doivent être utilisées avec beaucoup de précaution. Leur application est du ressort des hydrologues expérimentés. Les méthodes ne faisant pas intervenir la précipitation ne peuvent être employées uniquement que pour avoir une idée du débit en attendant bien sûr une étude plus précise. Quant à la méthode rationnelle, elle peut être utilisée dans beaucoup de cas et donne des résultats acceptables, à condition de bien estimer le coefficient de ruissellement à utiliser. Pour ce qui est des méthodes ORSTOM et CIEH établies à partir des données des bassins sahéliens, leur utilisation peut nous donner des débits de pointe acceptables.

2.7 Estimation du temps de concentration du bassin t_c

2.7.1 Introduction

Le rôle déterminant que joue le temps de concentration d'un bassin dans la transformation 'pluie-débit', et son utilisation directe dans beaucoup de formules a poussé à proposer parmi le nombre important des formules, celles qui à notre avis, donnent un temps de concentration acceptable.

La plupart de ces formules ont la particularité de ne faire intervenir que les caractéristiques topographiques du bassin.

Signalons que ces formules ne s'appliquent qu'aux bassins ruraux.

2.7.2 Formule de ventura [3]

la formule de ventura est donnée par:

$$t_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I}}$$

où:

t_c = temps de concentration en minutes

S = surface du bassin versant en km^2

I = pente moyenne du bassin exprimé en %

= dénivelée/longueur du cours d'eau principal

2.7.3 Formule de Passini [3]

Elle donnée par:

$$t_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{L.S}}{\sqrt{I}}$$

où

t_c , S , I et L ont la même signification que précédemment

2.7.4 Formule de Kirpich [6]

Cette formule n'utilise que la pente et la longueur du cours d'eau principal

$$t_c = 0.01947 L^{0.77} I^{-0.385} \quad (\text{mn})$$

L =longueur totale du cours d'eau (m)

I = la pente H/L , H étant la différence entre les deux élévations extrêmes du bassin (m)

2.7.5 Formule de RICHARDS [16].

Cette formule est donnée par:

$$\frac{t_c^3}{t_c + 1} = 9.8 \frac{K}{C R} \frac{L^2}{p}$$

où

t_c = temps de concentration en heures .
 K = coefficient fonction du produit CR ,
 L = longueur du cheminement hydraulique en km,
 $R = H + H/t_c$ (H = hauteur d'eau tombée en mm
pendant la durée t_c en heures),
 C = le coefficient de ruissellement du bassin,
 P = la pente du bassin versant.

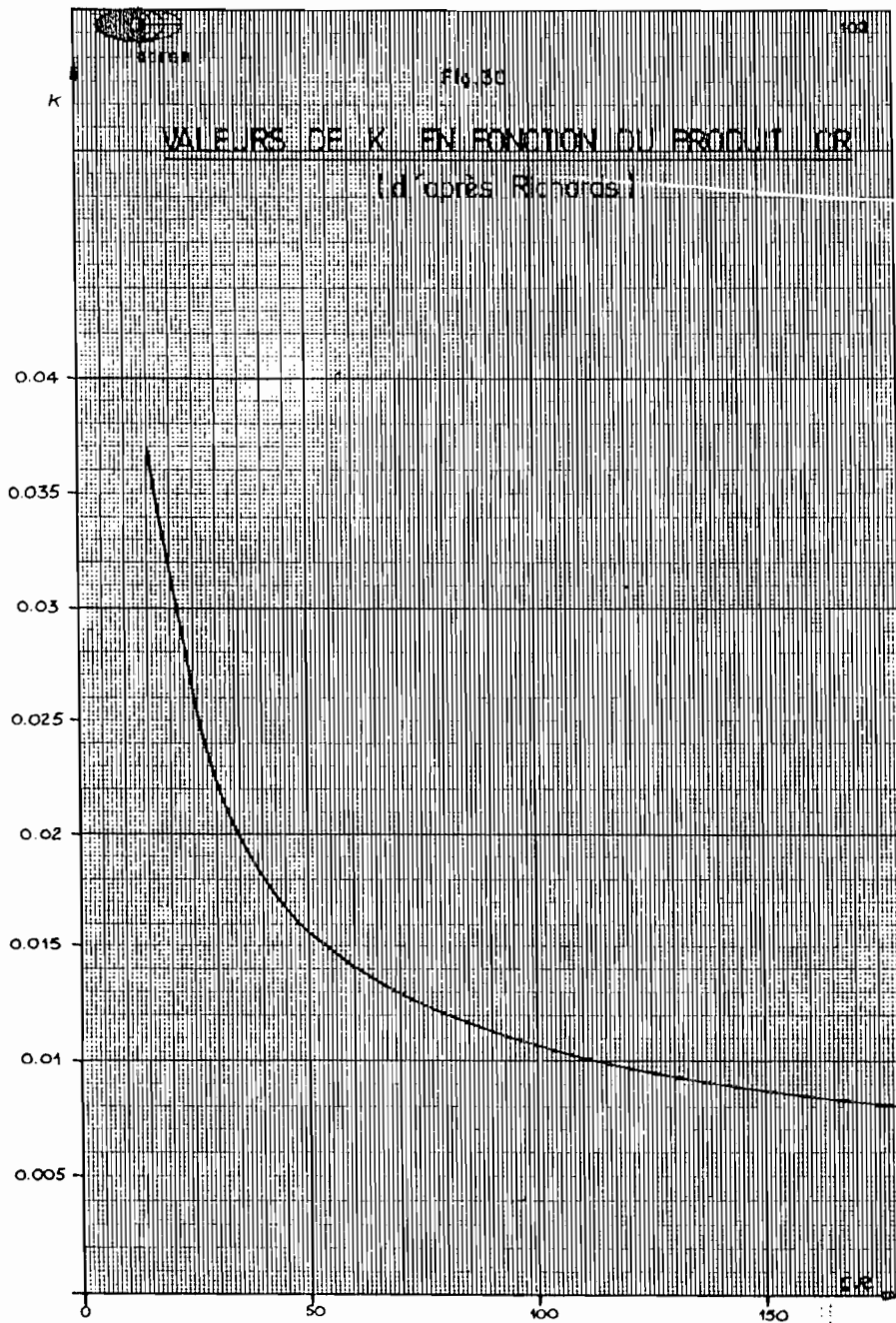


figure 2.4 Valeurs de K en fonction du produit CR (d'après RICHARDS);

Le coefficient K est déterminé à partir de la courbe Figure 2.4 établie par l'auteur à partir des calculs effectués sur des hypothèses simplificatrices et vérifiées par les mesures expérimentales [16].

Le temps de concentration se calcule en résolvant la formule non linéaire.

2.7.6 Formule de Giandotti [3]

tc est donné par:

$$tc = \frac{75(4\sqrt{S} + 1.5L)}{\sqrt{h}}$$

où:

tc = temps de concentration en minutes

S = surface du bassin versant en km²

L = longueur du cours d'eau principal en km

h = hauteur moyenne du bassin en mètres par rapport à l'exutoire

2.7.7 Formule utilisant le concept de vitesse [3 p 42]

On peut aussi calculer le temps de contraction en appliquant le concept de vitesse moyenne d'écoulement et utiliser la relation suivante:

$$tc = \frac{L}{3.6 V}$$

où

tc est exprimé en heures

L : longueur du cours d'eau(km)

V : vitesse moyenne de débit de crue(m/s) .

Cette vitesse est fonction des caractéristiques topographiques et végétales du bassin et elle varie de 0.07 m/s pour des bassins marécageux ayant pour pente 0.5% jusqu'à 5 m/s pour des bassins rochers ayant une pente de 30%. La pente ici est donnée par le rapport en la dénivélé et la racine carrée de la surface du bassin.

2.7.8 Utilisations

Elles doivent se faire avec beaucoup de précaution et le choix d'une méthode donnée dépendra de la nature du bassin, mais surtout de l'utilisateur.

2.8 Méthodes Permettant l'obtention d'hydrogramme de projet

2.8.1 Hydrogramme unitaire

Lorsqu'on veut déterminer les débits de pointe des superficies importantes, où on ne peut négliger les variations de distribution de l'orage, les effets de stockage et d'autres facteurs influençant la forme et l'intensité du ruissellement, on peut recourir à la théorie de l'infiltration en même temps qu'au principe de l'hydrogramme unitaire et certaines de ses variantes (hydrogramme unitaire instantané par exemple) et à des méthodes de propagation de crue.

L'hydrogamme unitaire proposé par L.K.Sherman en 1932 est reconnue aujourd'hui comme l'une des contributions les plus importantes à l'hydrologie traitant du phénomène de l'écoulement de surface. IL est défini comme l'hydrogamme produit par une

nette de un pouce distribué uniformément sur la surface du bassin à une intensité constante pendant la durée de l'averse. Son élaboration se base sur les critères suivant difficilement vérifiables pour un bassin donné:

- Sur un bassin versant donné, les orages de même durée qui produisent le ruissellement donneront des hydrogrammes de ruissellement de surface ayant à peu près les mêmes temps de base, indépendamment de l'intensité de la pluie.

- Sur un bassin donné, la grandeur des ordonnées représentant le débit instantané d'une superficie sera proportionnelle aux volumes du ruissellement de surface produit par des orages de même durée.

- Sur un bassin donné, la distribution du ruissellement d'un orage d'une certaine durée en fonction du temps est indépendante du volume de précipitation des orages antécédents ou subséquents.

L'application de ces critères permet à partir d'un événement 'pluie débit' adéquatement choisi de déterminer un hydrogramme unitaire pour une durée donnée de précipitation. Cet hydrogramme obtenu représentera la fonction de transfert du bassin versant et permettra toujours en appliquant les principes précédents, de déterminer, pour une pluie de projet donnée (hyétogramme) de déterminer l'hydrogramme résultant. Le choix d'un temps de base est important. Sherman (1949) [7] à suggéré de se baser sur les critères suivants lors de ce choix:

Dans le cas des bassins de plus de 1000mi² employer un temps de base de 12 heures plutôt que 24 heures. Sur les bassins dont la superficie varie de 100 à 1000 mi², employer des temps de base de

6, 8 et 12 heures. Employer un temps de base de 2heures pour une superficie de 20 mi². Le temps de base des superficie plus petites devrait correspondre au tiers ou au quart du temps de concentration approximatif du bassin.

2.8.2 Hydrogrammes unitaires synthétiques

La méthode de l'hydrogramme unitaire et ses dérivées nécessitent pour leur application sur un bassin versant donné, la connaissance d'au moins quelques événements 'pluie - débit'. C'est à dire être en possession des pluies enregistrées (hyétogrammes) et des l'hydrogrammes engendrés par ces pluies.

Cette condition fait que l'utilisation de la méthode d'hydrogramme unitaire au sahel est à l'heure actuelle impossible pour la majeure partie des nos bassins par manque de ce type de données.

Il est nécessaire pour certains projets de savoir l'hydrogramme de notre pluie de projet (nécessité de savoir la quantité d'eau à évacuer ou à utiliser).

Devant ce problème les hydrologues ne sont restés insensibles. C'est ainsi que des méthodes de dérivation d'hydrogrammes à partir des caractéristiques du bassin ont été mises au point.

Le rôle important que pourrait jouer certaines des méthodes pour l'étude de bassins versants du sahel, nous à pousser à étudier certaines de ces méthodes en particulier la méthode SYNDER, bien qu'elle n'ait pas été développée spécifiquement pour nos régions.

2.8.2.1 Base des méthodes d'hydrogrammes synthétiques

La dérivation d'hydrogrammes unitaires pour des bassins non jaugés est basée sur des relations empiriques entre certaines caractéristiques physiques du bassin et les aspects géométriques de l'hydrogramme unitaire. Ces méthodes s'appuient sur le fait que l'hydrogramme unitaire d'un bassin donné représente l'effet combiné de tous les facteurs à peu près constants du bassin et leur influence sur la transformation et le stockage du volume de ruissellement de la pluie excédentaire qui se produit durant une période de temps unitaire.

2.8.2.2 Méthode de SNYDER(USA) [7].

Snyder (1938) fut le premier hydrologue à établir une série de formules reliant la géométrie physique du bassin versant aux propriétés de l'hydrogramme qui en résulte. Les formules empiriques qu'il a proposées découlent de l'étude des bassins ayant des dimensions variant de 10 à 10000 mi² au USA .

Il trouva qu'il était possible de définir trois points de l'hydrogramme unitaire à l'aide des expressions suivantes:

$$t_p = C_t (L.L_c)^{0.3}$$

t_p = le délai du bassin (intervalle de temps en heures)

entre le centre de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme);

L = la longueur du cours d'eau principal en mi;

L_c = la distance en mi de l'exutoire en un point du cours principal le plus près du centre de

gravité du bassin versant.

C_t = coefficient variant de 1.8 à 2.2

$$t_r = \frac{t_p}{5.5}$$

$$Q_p = 640 \frac{C_p A}{t_p}$$

$$T_b = 3 + 3t_{p/24}$$

où t_r = durée de la pluie excédentaire en heures pour
l'hydrogramme unitaire synthétique;

Q_p = le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire en
pi³/s)

A = superficie du bassin versant en km²;

C_p = coefficient variant de 0.56 à 0.69

T_b = Temps de la base de l'hydrogramme unitaire
en jours

t_p = temps de base.

Une fois les trois quantités t_p , Q_p , T_b connues, on peut tracer l'hydrogramme unitaire. Ce dernier est construit de telle sorte que l'aire sous la courbe représente 1 pouce débit superficiel direct fourni par le bassin. Cet hydrogramme unitaire n'est valable que pour une pluie nette d'une durée de t_r . Pour toute autre durée de pluie nette, un temps de délai ajusté doit être utilisé dans l'équation donnant t_p par:

$$t_{pR} = t_p + \frac{t_R - t_r}{4}$$

où t_{pR} = délai ajusté;

t_r = durée initiale de calcul;
 t_R = durée désirée;
 t_p = délai non corrigé.

2.8.2.3 Discussion et utilisation

La validité de l'hydrogramme unitaire obtenu à partir de ces expressions dépendra de la bonne estimation des paramètres C_t et C_p qui sont fonction de la région. C'est surtout à ce niveau que cette méthode peut entraîner à des résultats erronés ou des résultats acceptables. Le coefficient C_t est fonction de la pente du bassin et du stockage. C_t diminue quand la pente augmente. On peut parfois se contenter de prendre C_t comme étant égal à la valeur moyenne, c'est à dire $C_t = 2$. Dans le cas où les cuvettes de stockage existent et peuvent influencer le débit on recommande de prendre un C_t compris entre 1.3 et 1.6. Quant au coefficient C_p , il indique généralement la capacité de rétention et de stockage du bassin.

En pratique aux grandes valeurs de C_p sont associées des petites valeurs de C_t .

Nous pensons que bien que l'estimation des coefficients soit difficile, la méthode de Snyder peut être d'un très grand service à cause surtout du fait de l'insuffisance des données permettant l'application de la méthode classique de l'hydrogramme unitaire. Le débit de pointe obtenu peut être confronté à ceux obtenus par les autres méthodes étudiées précédemment.

3.1 Introduction et Complexité.

La pluie étant à l'origine pour la plupart du ruissellement, il est tout à fait logique d'être en présence d'un nombre important de modèles de transformation pluie débit qui utilisent comme entrée du modèle la pluie.

Mais dès qu'on parle de détermination de débit de design, on se trouve devant le problème de choix de pluie à laquelle l'on doit se référer. La question qui revient tout temps est la suivante:

Contre quel événement pluvieux doit on se protéger?

Desbordes introduit cette notion sous la forme suivante:

"L'utilisation d'un modèle de ruissellement urbain pour le calcul rationnel des réseaux d'assainissement nécessite la connaissance d'"événements pluviométriques critiques" pour le bassin étudié et conduisant à des écoulements importants contre lesquels il convient de se protéger. A ces événements critiques devrait être associé une période de retour autorisant le calcul économique des réseaux en termes de risques de défaillance. Ces événements pluviométriques critiques sont englobés aujourd'hui sous l'appellation de "pluie de projet".

Quelle que soit la méthode de détermination de débit de design faisant intervenir la pluie, une connaissance assez précise et détaillée des caractéristiques des averses locales est une condition essentielle pour avoir des résultats fiables.

Les épisodes pluvieux sont des phénomènes aléatoires, à la

structure très complexe et difficilement reproductible. Chaque épisode pluvieux est unique dans son genre (impossibilité d'être en présence de deux épisodes pluvieux identiques), et on saurait lui affecter une probabilité d'occurrence précise. C'est ainsi qu'au sein d'un même épisode pluvieux, plusieurs paramètres le caractérisant(hauteur d'eau totale précipitée(p), durée (D), intensité moyenne, intensité maximale,.. etc) peuvent avoir des périodes de retour très différentes.

Tout ceci montre la complexité d'une dérivation précise d'une 'pluie de projet'.

Pourtant cette difficulté n'a pas empêché les hydrologues à mettre à la disposition des concepteurs des hyétogrammes synthétiques appelés 'pluie de projet', ou 'pluies synthétiques'.

Nous pouvons les regrouper en trois catégories:

-Pluies synthétiques dérivées de la connaissance des courbes IDF.

_Pluies synthétiques dérivées de l'analyse de répartition temporelle de la pluie.

_Pluies synthétiques dérivées à partir de l'analyse de la structure interne des averses.

Concernant les deux dernières catégories , nous renvoyons le lecteur dans les ouvrages spécialisées [4].

3.2 Pluies synthétiques basées sur IDF.

Ces méthodes partent des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF), pour établir un hyétogramme dit 'synthétique' décrivant des

conditions de précipitation extrême sur le bassin versant.

Supposons que la période de retour de l'événement pluvieux est connue (son choix dépend du budget du projet).

Supposons aussi connues les courbes IDF.

$$\text{Si } I = \frac{a}{(t+c)^b}$$

est la courbe IDF correspond à la période de retour fixée (intensité), alors la masse d'eau M cumulée pendant un temps t est:

$$M = \frac{a \cdot t}{(t+c)^b}$$

on suppose en plus que:

L'orage synthétiques $i(t)$ aura une forme telle que pendant les t minutes de pluie la plus intense, l'intensité moyenne de l'orage sera égale à l'intensité correspondant à cette durée t_d sur la courbe IDF.

Un orage répondant à cette exigence s'appelle l'orage de type 'complètement avancé, puisque l'intensité de la pluie diminue à partir des premières minutes).

L'équation de cet orage est donnée par:

l'orage synthétique devant précipité la même quantité d'eau M, on a

$$\int_0^t i \, dt = It = \frac{at}{(t+c)^b}$$

cette équation nous permet de tirer après dérivation la valeur suivante de i intensité de l'orage synthétique complètement avancé

$$i = \frac{a[(1-b)t+c]}{(t+c)^{b+1}}$$

Dans la réalité ce type d'orage n'est pas observé, c'est ainsi que le type complètement avancé est transformé pour avoir un orage de type intermédiaire représentant le plus un orage dans la réalité. Pour cela le temps sera considéré à partir du maximum d'intensité et un coefficient r , représentant la proportion du volume total de l'orage qui tombe avant le point d'intensité maximale instantanée de précipitation, sera introduit.

Soit t une durée qui correspond à une période d'intensité maximale I , cette durée peut être divisée en deux parties :

$$t = t_b + t_a \text{ avec}$$

$$t_b = rt = \text{durée avant l'intensité maximale instantanée,}$$

$$t_a = (1-r)t = \text{durée après l'intensité maximale instantanée}$$

En remplaçant t_b et t_a par leur valeur dans l'expression de i on obtient

$$i_b = \frac{a[(1-b)t_b/r + c]}{[t_b/r + c]^{b+1}}$$

$$i_a = \frac{a[(1-b)t_a/(1-r) + c]}{[t_a/(1-r) + c]^{b+1}}$$

$$i_b = \text{intensité instantané avant l'intensité maximale,}$$

$$i_a = \text{intensité instantané après l'intensité maximale}$$

$$i_a \text{ et } i_b \text{ donnent l'orage intermédiaire}$$

C'est hyétogramme qui peut être utilisé comme fonction d'entrée pour les modèles de transfert pluie débit en vue de la dérivation d'un débit de design.

Le choix du paramètre r dépend de l'analyse temporaire des averses représentatives de la région.

3.3 Hyétoigrammes synthétiques pour la région de Dakar

A partir des courbes IDF de Dakar établies dans le cadre d'un projet de fin d'étude à l'école[22], on a les équations suivantes IDF:

Tableau 3.1: Equations des courbes Intensités-Durée-Fréquence de Dakar(station Dakar Yoff).

Période de retour	a	c	Equations
1	1785	9	$i = \frac{1785}{t + 9}$
2	2793	15	$i = \frac{2793}{t + 15}$
5	3325	14	$i = \frac{3325}{t + 14}$
10	3458	10	$i = \frac{3458}{t + 10}$
20	3826	11	$i = \frac{3826}{t + 11}$
100	4960	16	$i = \frac{4960}{t + 16}$

Avec i en mm/h et t en mn

Pour toutes ces équations on a b=1. Dans ce cas on les équations de l'orage intermédiaire qui deviennent:

$$i_b = \frac{r^2.a.c}{(t_b+r.c)^2} \quad i_a = \frac{(1-r)^2.a.c}{(t_a+(1-r).c)^2}$$

C'est ainsi qu'on obtient pour la ville de DAKAR les orages intermédiaires et complètement avancés suivants correspondant aux périodes de retour 1, 2, 5, 10, 20, et 100 ans en supposant un r approximatif égal à 0.4.

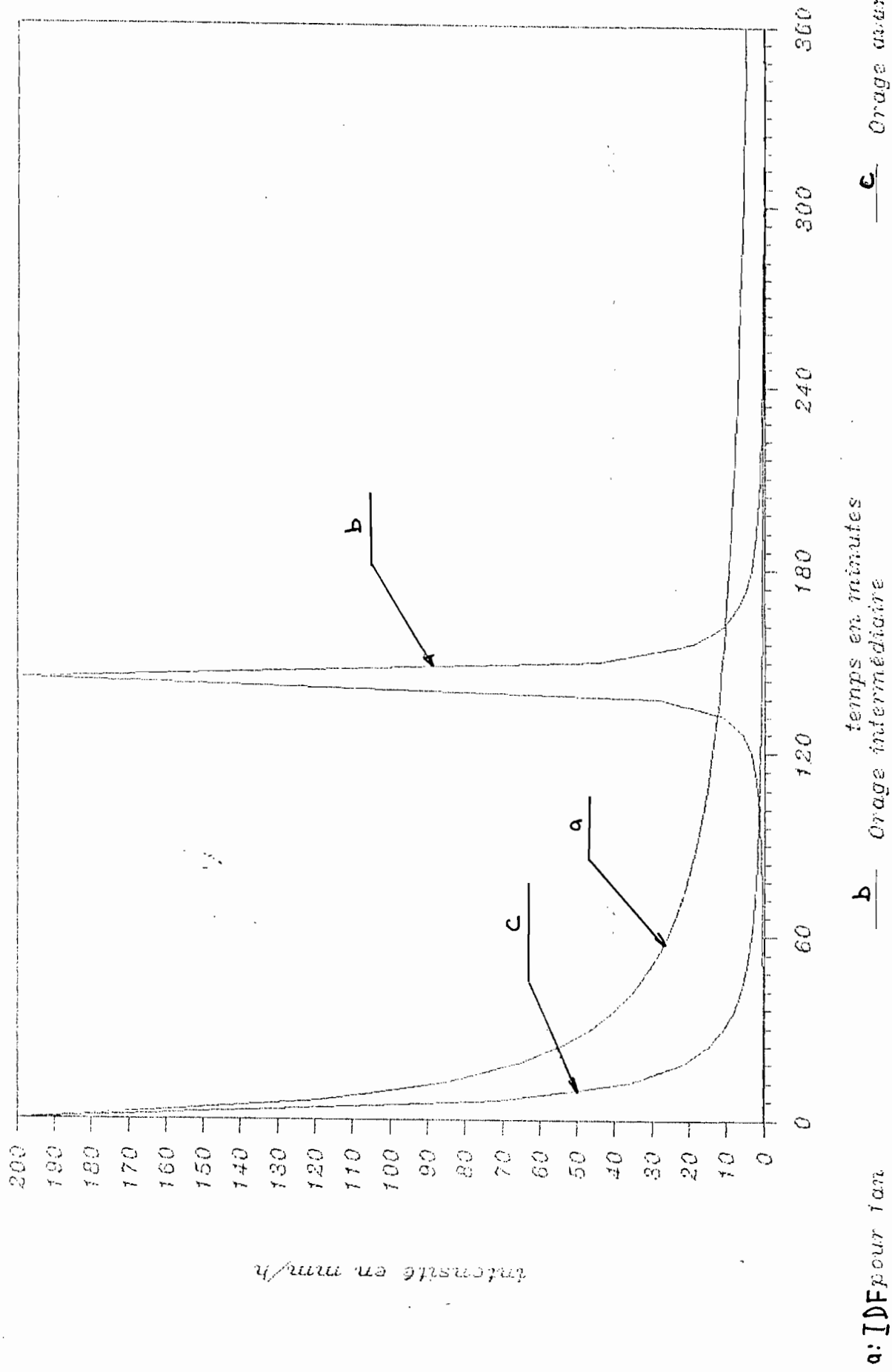
Tableau 3.2: Equations d'orages complètement avancés et d'orages intermédiaires pour Dakar avec r=0.4 de durée 6 heures.

Période de retour	orage avancé	orage intermédiaire	
T_R	i	i_b	i_a
1	$\frac{16065}{(t+9)^2}$	$\frac{2570}{(t+3.6)^2}$	$\frac{5783}{(t+5.4)^2}$
2	$\frac{41895}{(t+15)^2}$	$\frac{6703}{(t+6)^2}$	$\frac{15082}{(t+9)^2}$
5	$\frac{46550}{(t+14)^2}$	$\frac{7448}{(t+5.6)^2}$	$\frac{16758}{(t+8.4)^2}$
10	$\frac{34580}{(t+10)^2}$	$\frac{5533}{(t+4)^2}$	$\frac{12449}{(t+6)^2}$
20	$\frac{42086}{(t+11)^2}$	$\frac{6734}{(t+4.4)^2}$	$\frac{15151}{(t+6.6)^2}$
100	$\frac{79360}{(t+16)^2}$	$\frac{12698}{(t+6.4)^2}$	$\frac{28570}{(t+9.6)^2}$

En prenant une pluie de durée 6h, nous avons tracer pour chaque période de retour la courbe IDF, l'orage complètement avancé et

l'orage intermédiaire pour la ville de Dakar. (voir figures)

FIGURE 3: COURBES IDF ET ORAGES SYNTHETIQUES



a: IDF pour l'an

b — Orage intermédiaire

c — Orage avancé

Figure 32: COURBES IDF ET ORAGES SYNTHETIQUES

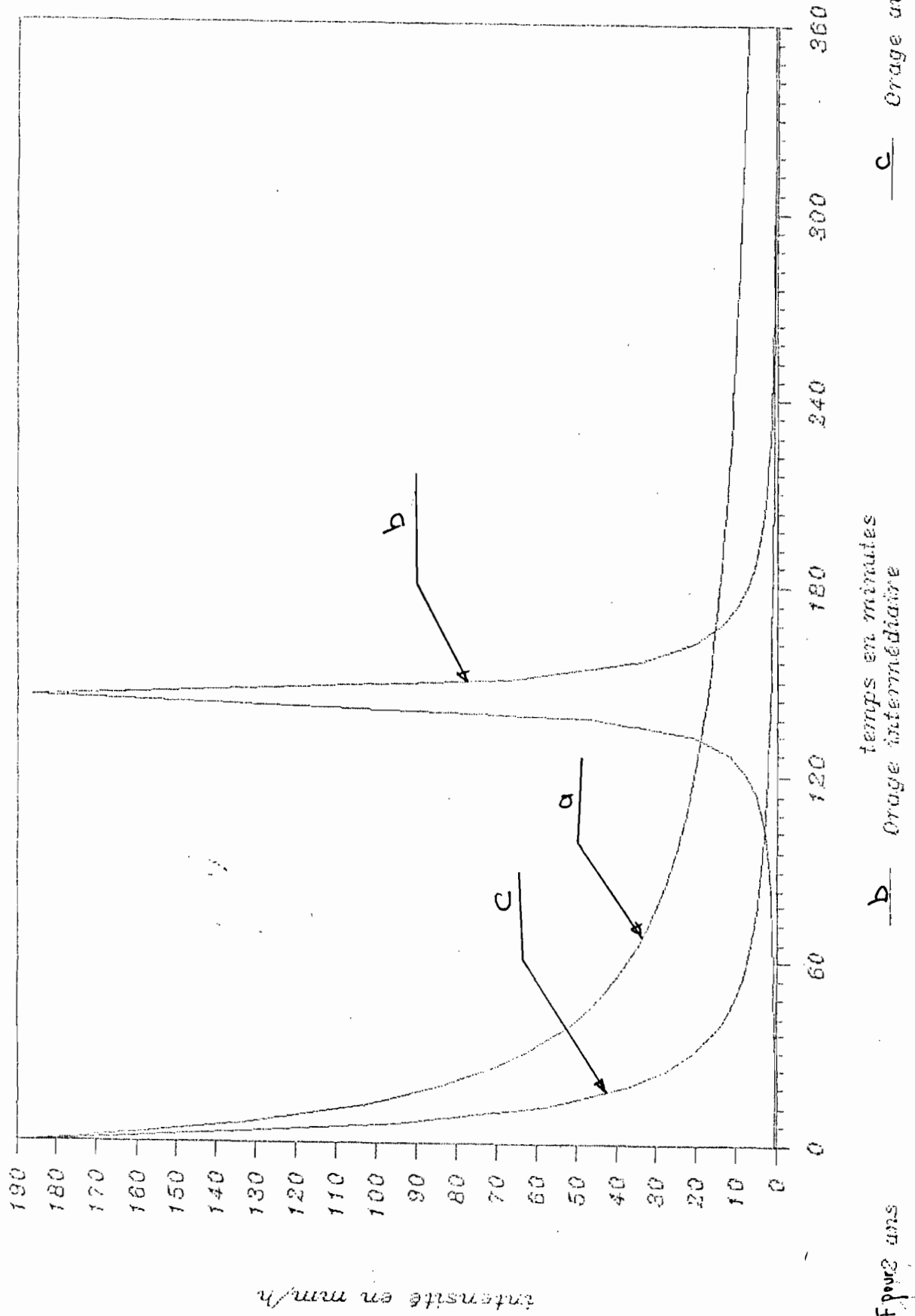


Figure 33: COURBES IDF ET ORAGES SYNTHÉTIQUES

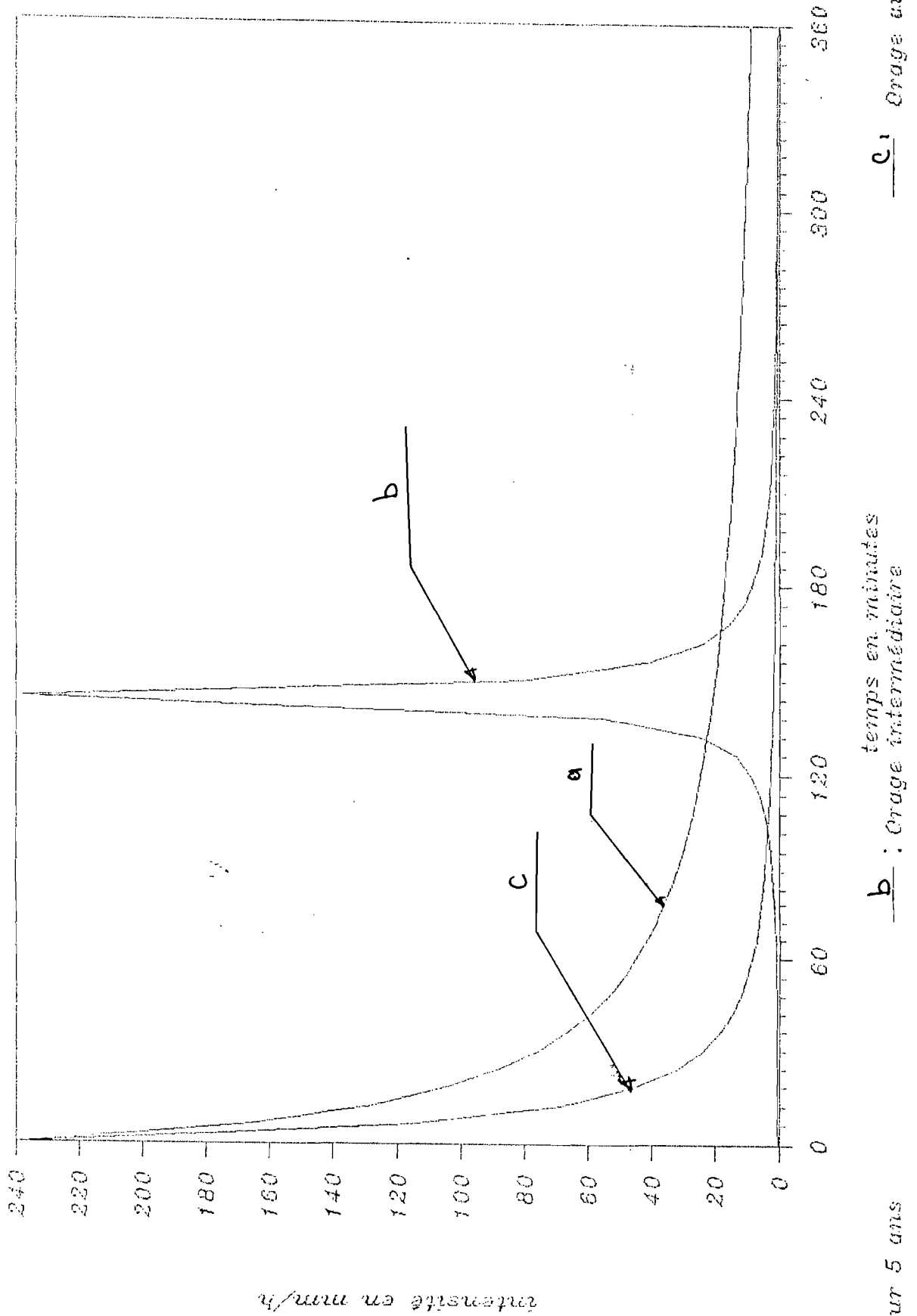


Figure 3.4: COURBES IDF ET ORAGES SYNTHETIQUES

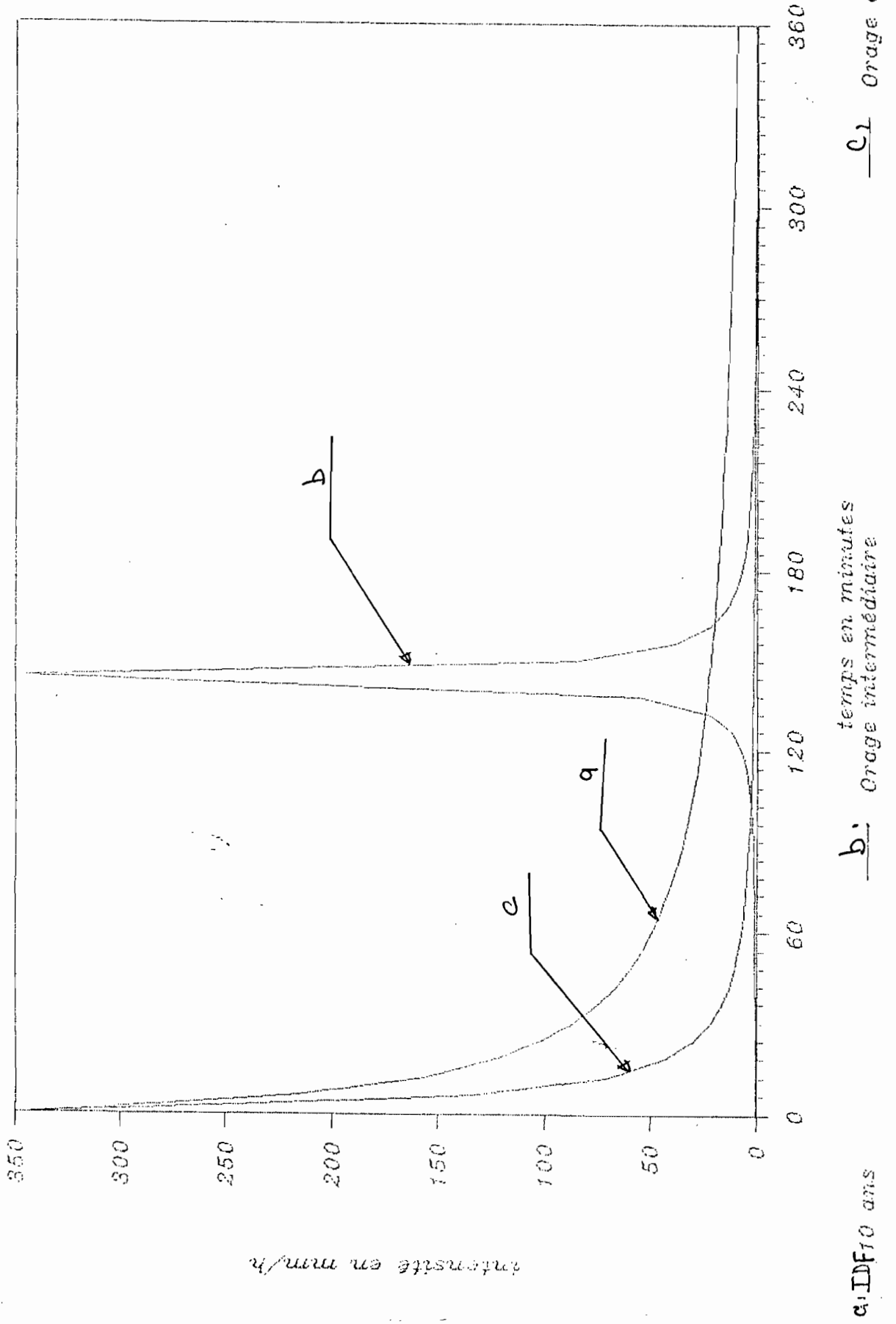
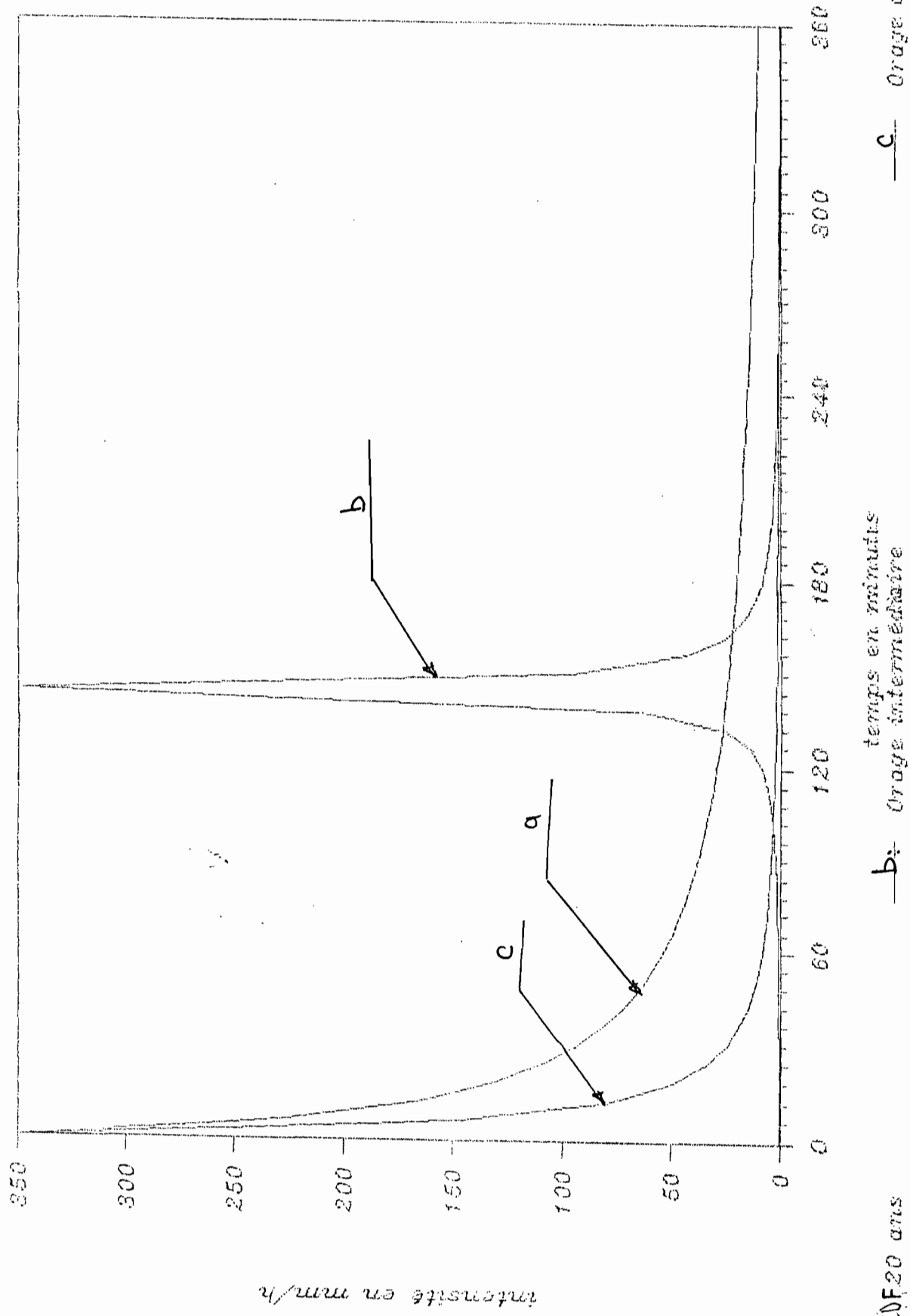
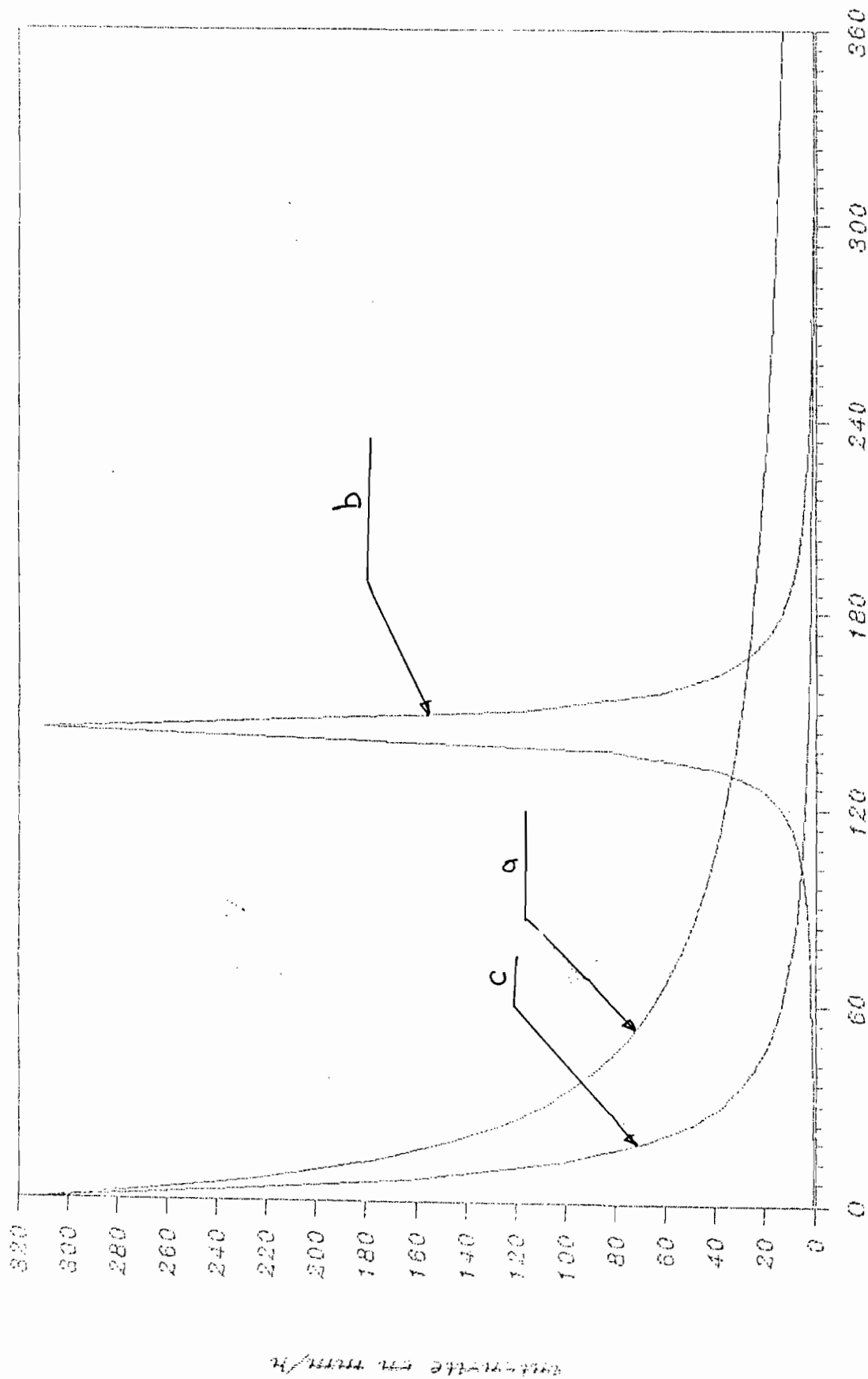


Figure 3.6: COURBES IDF ET ORAGES SYNTHETIQUES



a: IDF 20 ans b: Orage intermédiaire c: Orage urbain

Figure 3.6: COURBES IDF ET ORAGÉS SYNTHÉTIQUES



a: IDF 100 ans
 b: Orage intermédiaire
 c: Orage avancé

3.4 Remarque sur les orages synthétiques de Dakar

L'analyse des courbes d'orages intermédiaires de Dakar soulève quelques problèmes: l'intensité maximale de l'orage de deux ans est inférieure à celle de l'orage de 1 ans ,et puis l'intensité de l'orage centenaire est inférieure à celle de l'orage de 20 ans. Ce qui n'est logiquement pas vrai. Ces anomalies sont dues peut être à des erreurs au niveau même des données de précipitation ayant servi à l'établissement des Courbes Intensité-Durée-Fréquence. C'est ainsi que l'utilisation de ces courbes doit être faite avec beaucoup de précautions.

CHAPITRE IV: ANALYSE STATISTIQUE DES PRECIPITATIONS

4.1 Importance d'une analyse statistique des précipitations

Les données hydrologiques en particulier celles de précipitations, avec leur caractère aléatoire peuvent être exprimées en terme de probabilité. C'est ainsi qu'on définit une structure hydraulique par rapport à une averse type possédant certaines caractéristiques prédéfinies. Cette averse type sera à la base des études de conception de la structure. Cette averse projet est associée à la fréquence probable à laquelle, elle se produit, cette fréquence est estimée par des données déjà compilées relatives au phénomène pluvial ainsi qu'aux caractéristiques physiques et météorologiques de la région faisant l'objet du projet.

Dans la pratique les données de précipitations se trouvent sous forme de:

-précipitation journalière mesurée par l'intermédiaire d'un pluviomètre. Cette précipitation est la somme de toutes les précipitations dues aux phénomènes pluviaux qui se sont produits pendant une journée (24H).

-Précipitation enregistrés par l'intermédiaire d'un pluviographe donnant pour chaque événement pluvial sa répartition dans le temps. Cette forme des données de précipitations est d'une importance capitale pour ce qui concerne la transformation

"pluie-débit".

On peut aussi avoir des données des précipitations en terme des précipitations annuelles moyennes, ou mensuelles moyennes...etc.

Pour ce qui concerne les conceptions des structures hydrauliques, on s'intéresse aux phénomènes pluviaux rares. C'est ainsi que parmi toutes les données de précipitations journalières nous intéresserons aux précipitations extrêmes, en d'autre terme aux précipitations journalières maximales annuelles. Ce sont elles qui feront l'objet d'analyse statistique.

4.2 Période de récurrence

Lorsqu'on traite des valeurs extrêmes, il est généralement plus utile de définir à partir de la probabilité la période de récurrence; c'est à dire l'intervalle moyen en années entre les événements dont la grandeur égale ou dépasse celle de l'événement considéré. On peut définir la période de récurrence comme suit:

$$Tr = \frac{1}{p} \quad \text{où} \quad Tr = \text{période de récurrence et}$$

p = la probabilité d'obtenir un événement de grandeur égale ou supérieure.

Signalons qu'en hydrologie deux sortes de séries de valeurs sont utilisées, il s'agit: séries annuelles et séries partielles. La série partielle englobe non seulement la valeur maximale annuelle, mais tous les événements supérieurs à une valeur de base. Notons qu'il existe des facteurs de conversion permettant de passer des

caractéristiques d'un type de série à l'autre.

Nous travaillerons avec le premier type de série c'est à dire la série annuelle.

4.3 Paramètres statistiques d'un échantillon

L'ensemble de toutes les réalisations possibles d'un phénomène s'appelle population. A cause du caractère fini des données de précipitations extrêmes (taille finie), nous parlerons d'échantillon qui n'est rien d'autre dans notre cas que d'une série d'observations de précipitations journalières maximales annuelles sur un certain nombre d'années.

Tout comme la population, l'échantillon se caractérise par un certain nombre de paramètres divisés en trois catégories:

- _ Paramètres de tendance centrale
- _ Paramètres de dispersion
- _ Paramètres de dépendance séquentielle

Parmi les paramètres de tendance centrale on peut citer: la moyenne arithmétique, la moyenne pondérée, la médiane, le mode, la moyenne géométrique et la moyenne harmonique dont le plus caractéristique et le plus utilisé est la moyenne arithmétique définie par:

$$m = \bar{x} = \frac{1}{N} (\sum x_i)$$

où les x_i représentent les éléments de N et N sa taille
m = moyenne arithmétique ^T

Pour ce qui est des paramètres de dispersion on a :

_ l'étendue ou intervalle total

$$R = P_{\max} - P_{\min}$$

_ La variance s^2

$$s^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - m)^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2 - m^2$$

on définit aussi l'écart type s qui est le plus utilisé. Il est

donné par la racine carrée de la variance :

$$s = \sqrt{s^2}$$

x_i , N et m ont la même signification que précédemment

Mais quand on veut parler de l'estimation de la variance de la population à partir de l'échantillon, cette valeur ne nous donne pas la meilleure estimation de la variance car elle est biaisée. C'est ainsi on utilise la valeur suivante comme meilleure estimation de la variance :

$$S^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - m)^2 = \frac{1}{N-1} [\sum_{i=1}^N x_i^2 - m^2]$$

_ Le coefficient d'asymétrie

Comme son nom l'indique ce coefficient nous permet de voir le comportement de l'échantillon du point de vue de la symétrie. Il est défini par :

$$\zeta = \frac{\sum (x_i - m)^3}{(N-1)s^3} \quad \begin{array}{l} \text{où } s \text{ est la variance} \\ N \text{ la taille de l'échantillon} \\ m \text{ la moyenne} \end{array}$$

- si $\zeta = 0$ l'échantillon est symétrique ; dans ce cas l'ajustement de cet échantillon sera fait avec une loi symétrique.

Par exemple la loi normale.

- si ζ est positif, l'échantillon est asymétrique positivement; dans ce cas on utilisera des lois asymétriques positives pour l'ajustement.

-si ζ est négatif ,l'échantillon est asymétrique négativement; dans il est préférable d'utiliser au niveau de l'ajustement des lois négativement asymétriques.

4.4 Analyse de fréquence

Dans l'analyse des fréquences, la procédure qui est généralement adoptée contient des étapes bien distinctes. On assume tout d'abord la distribution de fréquence spécifique que le phénomène à l'étude (précipitations journalières maximales annuelles pour notre cas) suivra probablement. Ensuite on procède à l'évaluation des paramètres de la loi à partir des données existantes. Une fois la loi bien définie et répondant aux critères des tests, on peut à partir de cette loi prédire un événement en connaissant sa période de récurrence par exemple. Signalons les deux faits importants suivants:

_ On peut assigner à un certain événement des niveaux de probabilité valables seulement lorsqu'on fait l'analyse d'une grande quantité d'observations précises.

_ Aucune analyse statistique, si raffinée soit-elle, ne peut améliorer la qualité des données en vue de produire des résultats davantage attribuables au hasard ou reflétant plus fidèlement la réalité.

Le caractère asymétrique des précipitations maximales jour-

nalières annuelles entraîne une certaine sélection de lois de probabilité. C'est ainsi que seule les lois asymétriques peuvent convenir à l'ajustement d'un échantillon de précipitations maximales journalières annuelles. Les plus utilisées sont:

- Loi de GUMBEL: loi des valeurs extrêmes
- Loi LOGNORMALE
- LOI de FRECHET
- Loi Pearson III.

4.4.1 Ajustement et choix de lois

Ajuster une loi de probabilité à un échantillon revient à déterminer à partir de cet échantillon les différents paramètres caractérisant cette loi. leur détermination peut être faite à partir de l'une des méthodes suivantes:

_ Les moindres carrés, consistant à affecter à chaque observation sa fréquence empirique et à calculer sa distance à la loi d'ajustement, puis à faire minimiser la somme de distances au carré sur tout l'échantillon. Cette minimisation nous permettra de trouver les paramètres les plus appropriés de la loi.

_ La méthode de vraisemblance maximale, nous donnant les estimateurs de paramètres de la loi qui rendent l'échantillon observé "le plus probable". Pour cela on définit la probabilité ou vraisemblance de l'échantillon en écrivant dans notre cas que la probabilité de toutes les pluies journalières maximales annuelles est égale au produit de la probabilité d'apparition de chacune des précipitations journalières maximales annuelles observées, bien sûr en ayant supposé l'indépendance des événements.

_ La méthode des moments, consistant à choisir les paramètres de la loi de façon à ce que les premiers moments de la distribution soient égaux à ceux de l'échantillon observé. Au delà de deux paramètres l'utilisation de cette doit se faire avec beaucoup de précaution car les moments empiriques de l'échantillon sont eux-même des variables aléatoires. Ceci nous conduit aussi à la résolution d'un système d'équations nous permettant ainsi de déterminer les paramètres de la loi.

Une fois les paramètres de la loi déterminés, il s'agit de voir si cette loi représente au mieux la tendance de l'échantillon observé. Pour répondre à cette question, on a plus souvent recourt à un ajustement graphique et un test de dispersion.

4.4.1.1 Ajustement graphique

Il nous permet de voir si la forme de la loi est bien celle de la distribution de l'échantillon (P_i) observé:

_on range les P_i par ordre croissant

_on attribue à chaque P_i sa fréquence empirique

$$F_i = \frac{i}{N+1} \quad \text{où } F_i = \text{fréquence empirique de } P_i;$$

i = rang occupé par P_i lors du classement et N est le nombre total d'éléments

F_i est la probabilité de dépassement.

_on porte sur un même graphique les points (F_i , P_i) et la loi $F(P)$. Pour mieux juger de l'adéquation de l'ajustement, il est préférable de faire cette représentation dans un plan dont les ordonnées sont transformées de façon que la loi $F(P_i)$ devienne

linéaire en P_i ou en logarithme de P_i suivant les cas. Ainsi on peut mieux juger de l'adéquation, dépendement de la position des points expérimentaux par rapport à la droite représentative de F .

Une fois l'ajustement graphique terminé, et que la loi ou les lois donnant satisfaction sont retenues, on passe au test de dispersion qui permet d'évaluer l'écart entre la loi et l'échantillon et de voir si l'ajustement peut être rejeté ou non. En statistique il existe plusieurs tests de dispersion dont les plus utilisés sont: le test de KHI-DEUX PEARSON et de KOLMOGOROV-SIMIRNOV. Un test d'ajustement est une procédure statistique permettant de répondre à la question suivante: l'échantillon ajusté provient-il d'une distribution spécifique $f_x(x,0)$. On formule la question sous la forme d'hypothèse dite NULLE H_N

$H_N: X \sim f_x(x,0)$ où $f_x(.)$ est la distribution avec laquelle on veut faire l'ajustement et 0 représente un ou plusieurs paramètres connus ou inconnus de cette loi. Dans notre cas les paramètres 0 sont des inconnus qu'on peut estimer à partir de l'échantillon.

Signalons que l'objet de ce test n'est pas de "démontrer" que l'échantillon suit la loi $f_x(.)$, mais de s'assurer la compabilité de l'échantillon avec la loi. Parce que l'unique façon de démontrer que X suit une loi $f_x(.)$ est d'avoir la connaissance d'un échantillon de taille infinie.

4.4.1.2 Test de KHI-deux de PEARSON

IL est probablement le premier test statistique à avoir été

proposé, ceci a été du grâce à la distribution KHI-deux.

L'idée de base du test est de faire la comparaison d'une distribution expérimentale, définie par un tableau d'effectifs, avec une distribution théorique choisie laquelle doit être ajustée. La comparaison est faite par l'intermédiaire d'une statistique mesurant la "distance" entre les deux distributions. Si cette distance est "petite" , on admet l'adéquation entre la distribution expérimentale et la distribution théorique. Dans le cas contraire la loi théorique est rejetée.

4.4.1.3 Test de KOLMOGOROV-SIMIRNOV

La construction d'un tableau d'effectifs avec le test de khi-deux nécessite un échantillon assez grand. Pour palier à ce défaut on utilise le test de kolmogorov-simirnov qui peut être appliqué quelque soit la taille de l'échantillon. L'idée de base du test repose aussi sur une statistique mesurant une distance entre la fonction de répartition théorique et la fonction de répartition empirique.

4.5 Loi de GUMBEL et loi de Frechet

En terme d'ajustement des valeurs extrêmes, loi de gumbel est la plus populaire et la plus utilisée en hydrologie. Cette loi a été développée par GUMBEL en 1941. En considérant que sur les N' observations d'une donnée hydrologique que comporte l'année, N peuvent être indépendantes. Si nous désignons par $h(x)$ le nombre

moyen annuel de valeurs journalières supérieures à x , la probabilité pour que toutes les valeurs journalières soient inférieures à x , c'est à dire le maximum annuel soit inférieur à x , est égal, d'après le théorème des probabilités composées, à:

$$p = [1 - h(x)/N]^N$$

N étant assez grand, on peut écrire avec une bonne approximation:

$$p = \exp[-h(x)]$$

GUMBEL pose $h(x) = \exp[-y]$ avec $y = (x - x_0)/a$ d'où la fonction de répartition :

$$F(x) = \exp[-\exp[-(x - x_0)/a]]$$

et la densité de probabilité:

$$f(x) = (1/a) \exp[-(x - x_0)/a] \exp[-\exp[-(x - x_0)/a]]$$

où x_0 et a sont les paramètres de la loi.

Estimation paramètres de la loi

L'utilisation de la méthode de vraisemblance conduit à un calcul itératif. C'est ainsi que nous avons préféré la méthode de moments qui donne les paramètres par simple calcul d'intégral:

$$a = \beta = 0,780 s$$

$$x_0 = \alpha = m - 0,577\beta$$

où α et β sont les deux paramètres de la loi de gumbel comme ça a été défini plus haut.

s = l'écart type corrigé de l'échantillon et m = la moyenne de l'échantillon.

Loi de Frechet

Cette loi est obtenue en remplaçant dans la loi de gumbel P par le Logarithme de P.

4.6 Loi Log-normale et Loi normale

La loi lognormale découle de la loi la plus populaire qui est la normale. L'utilisation de la loi lognormale en hydrologie et non de la loi normale découle du simple fait que la loi lognormale est asymétrique conformément à la plupart des événements hydrologiques alors la loi normale elle est symétrique.

Elle est obtenue par le changement de variable dans la loi normale en logarithme. La loi lognormale est un cas particulier de la loi de galton à trois paramètres. Sa densité est donnée par:

$$f(x) = \frac{1}{x\delta} \frac{1}{2\pi} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \ln \alpha}{\delta}\right)^2\right] \quad 0 < x < \infty$$

La fonction de répartition est:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{x\delta} \frac{1}{2\pi} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \ln \alpha}{\delta}\right)^2\right] dx$$

où δ et $\ln \alpha$ représentent les paramètres de notre loi lognormale.

Estimation des paramètres de la loi:

Ils sont donnés par les formules suivantes:

$$\ln \alpha = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\ln x_i)$$

$$\delta^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\ln x_i - \ln \alpha)^2$$

où x_i représentent les éléments de l'échantillon

N la taille de l'échantillon

4.7 Loi de Pearson III

Cette loi a pour fonction de répartition

$$F(x) = \frac{a^\tau}{\Gamma(\tau)} \int_0^x e^{-ax} x^{\tau-1} dx$$

où $\Gamma(\tau)$ est la fonction eulérienne de seconde espèce.
En faisant un changement des variables $ax=y$ $F(x)$ devient :

$$F(x) = \frac{\Gamma_y(\tau)}{\Gamma(\tau)}$$

où $\Gamma_y(\tau)$ est l'intégrale d'Euler incomplète et le rapport

$$I(y, \tau-1) = \frac{\Gamma_y(\tau)}{\Gamma(\tau)}$$

est donné par les tables de Pearson.

4.8 Programme et Application

L'application de bon nombre de méthodes de détermination de débit de pointe nécessite la connaissance de la précipitation journalière correspondant à une période de retour donnée. Pour les méthodes ORSTOM et CIEH la pluie décennale se détermine à partir de la carte d'isohyètes décennales établie par les auteurs pour l'Afrique de l'Ouest. L'utilisation de ces cartes à l'échelle du bassin ne peut nous donner que des données approximatives. C'est ainsi qu'une analyse statistique des données de précipitations des stations représentatives du bassin versant est nécessaire afin d'avoir des données beaucoup plus précises.

C'est pour cette raison qu'un programme d'analyse statistique a été écrit. L'algorithme général du programme est:

- Acquisition de l'échantillon,
- Tri de l'échantillon,
- Calcul des paramètres statistiques de l'échantillon,
- Ajustement de l'échantillon aux lois: loi normale, loi lognormale, loi de gumbel, loi de frechet,
- Tests d'ajustement: test de kolmogorov-simirnov, test de khi-deux,
- Calcul des événements connaissant leur période de retour,
- Calcul des périodes de retour des événements.

Ce programme permet d'ajuster un échantillon de taille donnée aux lois: gumbel, log-normale, Frechet, et normale. Il permet aussi de vérifier si l'ajustement est bon par l'intermédiaire de test de Kh-deux ou kolmogorov-simirnov [18]. Enfin permet la détermination de la période de retour d'un événement donné (débit ou précipitation) et l'inverse aussi. Chaque loi constitue un module. Pour chaque module on a les sous-modules: test de khi-deux, test de kolmogorov [1], calcul de période de retour ou calcul d'événement. Une procédure (SIMPS2) de calcul d'intégral par la méthode de Rieman[22] est utilisée pour les loi log-normale, normale, pearson et khi-deux.

Application

Le programme a été appliqué à l'échantillon de données de précipitations journalières annuelles maximales de la station de la ville de THIES de taille 70 (voir tableau 2.8).

Tableau 4.1: Précipitations journalières maximales annuelles de la station de Thiès (1918-1987).

Année	PJMAX (mm)	année	PJMAX (mm)	année	PJMAX (mm)
1918	117.4	1942	100.2	1966	72.9
1919	81.0	1943	62.0	1967	39.2
1920	51.9	1944	53.5	1968	28.1
1921	70.0	1945	129.9	1969	53.6
1922	39.0	1946	229.9	1970	71.0
1923	68.0	1947	58.8	1971	54.2
1924	105.5	1948	69.9	1972	31.0
1925	129.0	1949	52.7	1973	55.0
1926	79.2	1950	107.9	1974	91.5
1927	76.1	1951	106.6	1975	163.8
1928	119.0	1952	192.1	1976	51.0
1929	75.0	1953	67.7	1977	53.3
1930	65.5	1954	120.0	1978	101.5
1931	89.2	1955	155.1	1979	81.9
1932	161.0	1956	51.4	1980	85.1
1933	68.0	1957	133.7	1981	82.3
1934	99.0	1958	90.4	1982	71.5
1935	150.1	1959	95.0	1983	60.3
1936	70.0	1960	57.8	1984	55.5
1937	83.0	1961	93.2	1985	41.2
1938	57.4	1962	105.4	1986	51.5
1939	69.0	1963	64.0	1987	46.5
1940	117.2	1964	150.1		
1941	47.5	1965	66.8		

Les résultats suivants ont été obtenus pour les lois gumbel, lognormale et normale:

Nom de la Station: Thies
 Climat Sahélien
 Région THIES
 Période 1918-1987

PARAMETRES DE L'ECHANTILLON

Moyenne (mm) 85
 Valeur maximale (mm) 229.9
 Valeur minimale (mm) 28.1

Etendue (mm)	201
Variance	1517.22
Ecart type	36.95
Ereueur Standard	4.66
Coefficient de variation	0.46
Coefficient d'assymétrie	16.91
Coefficient d'applatissement	-0.32

Paramètres de la loi GUMBEL

$$X_0 = 67.37 \quad a = 30.43$$

Précipitations (mm)	Période de retour (ans)
70	2
100	3
120	6
150	16
180	41
200	79

Période de Retour (ans)	Précipitations (mm)
2	78.5
5	113.8
10	135.8
20	157.8
50	186.1

Paramètres de la loi Log-normale

$$\alpha_y = 4.35 \quad a_y = 0.43$$

Précipitation (mm)	Période de retour (ans)
70	2

100	4
150	16
200	75

Période de retour(ans)	Précipitations(mm)
5	113.0
10	137.0
20	159.0
50	189.0

Paramètres de la loi Normale

$m = 85$ $\beta = 38.95$

Précipitations(mm)	période de retour(ans)
100	3
120	5
150	72

Période de retour(ans)	Précipitations(mm)
5	123.0
10	141.0
30	167.0
50	183.0

4.8 Discussion et conclusion

L'analyse des résultats obtenus à partir de ces lois montre que la pluie décennale pour cette station est de:

- 135.9 mm pour la loi de gumbel
- 137.0 mm pour la loi lognormale
- 141.0 mm pour la loi normale

L'échantillon étant assymétrique (coefficient d'assymétrie égal

à 16.91), le résultat de la loi normal est à rejeter.

La carte d'isohyètes décennales (ORSTOM) donne pour la ville de THIES une valeur approximative de 130 mm valeur inférieure à 136 mm.

L'analyse des précipitations obtenues par Gumbel et lognormale montre que la loi lognormale donne des précipitations un peu supérieures à celles obtenues par la méthode de gumbel.

Le test de kolmogorov simirnov est positif pour ces deux loi jusqu' seuil de 0.05. Pour ce qui est du test de kki-deux ,il est positif pour ces deux lois aux seuils respectifs de 0.01 et 0.05 avec 13 classes.

Condition limite d'utilisation:

On constate qu'en dehors des valeurs prises par l'échantillon que les résultats obtenus divergent, c'est ainsi que nous conseillons l'utilisation de ce programme uniquement pour des valeurs comprises dans celles de l'échantillon ayant servi à l'ajustement, pas d'extrapolation.

Signalons que la saisie se fait au clavier et qu'il n'y a pas de stockage de données. C'est vraiment un programme académique qui peut être renover au guise de l'utilisateur.

CHAPITRE V: APPLICATIONS

Afin de pouvoir se rendre compte des difficultés réelles liées aux différents modèles, une application est nécessaire. Deux bassins versants nous servent de cadre d'application, il s'agit du bassin Farandol et du bassin de Sébikotane. Le choix du bassin Farandol provient du projet Farandol, projet de développement qui a pour objectif l'aménagement des périmètres irrigués tout au long du bas fond du bassin, ceci devant obligatoirement passer par la construction d'un microbarrage de retenue d'eau de ruissellement. Notre choix provient aussi de l'importance que pourrait jouer le bassin Farandol et de Sébikotane dans le cadre des projets de recherches de l'école en hydrologie, en hydrogéologie, et éventuellement en géomatique.

Pour des raisons de données, seules les méthodes ORSTOM, CIEH et Rationnelle feront l'objet d'application.

5.1 Bassin Farandol

5.1.1 Problèmes rencontrés.

L'importance de ce bassin au niveau du projet Farandol, nous a poussé à entreprendre tout au début des travaux photo-topo en vue mettre au point le modèle numérique terrain du bassin permettant ainsi d'avoir le bassin sous forme de banque de données pouvant être utilisées et traitées quand on a besoin. Malheureusement à cause de certains problèmes le modèle numérique terrain du bassin n'est pas disponible.

Ces problèmes sont de plusieurs ordres:

Tout d'abord il y a le problème de précision qui s'est posé. La lecture des parallaxes et des coordonnées photos étant faite manuellement, les difficultés liées à une bonne lecture de parallaxe (disposition des couples photos), et la petitesse de l'échelle des photos ont fait qu'on s'est trouvé en appliquant la formule directe des parallaxes à des altitudes (coordonnée Z) des points du bassin très loin de la réalité.

Afin de diminuer ces erreurs, il est nécessaire d'avoir des points d'appuis au niveau du bassin connus en (X, Y, Z) qui vont nous permettre d'appliquer les méthodes de transformation des coordonnées photos en coordonnées terrain. Ceci nécessite une campagne topographique marathon avec un certains nombre de moyens.

Le manque de moyens au moment du travail à fait qu'on a pas pu établir le modèle numérique terrain pour ce bassin.

C'est ainsi que, nous nous sommes contentés de certaines données topographiques obtenues à partir de la carte de la région à l'échelle (1/200000) et des photographies aériennes de la région à l'échelle (1/60000). Notons que le bassin a été délimité à partir des couples photos, ceci par manque des courbes de niveau sur la carte.

Ces données topographiques nous ont permis de déterminer les caractéristiques du bassin suivantes à partir du programme TEMCOMP qui a été écrit pour cela:

Surface du bassin = 315 km²

Compacité de Gravelus	= 1.28
Compacité de Horton	= 0.26
Compacité de Miller	= 0.60
Longueur du rectangle équivalent	= 30.0 km
Largeur du rectangle équivalent	= 10.5 km
Indice de pente globale	= 0.63 m.km ⁻¹
Dénivelée	= 19 m
Densité de drainage	= 0.37
Pente moyenne	= 0.05%

5.1.2 Méthode ORSTOM (Extrapolation)

Comme nous l'avons vu la méthode ORSTOM ne s'applique rigoureusement que sur des bassins dont la superficie est inférieure à 200 km². Il nous faut pour diminuer l'erreur qui résultera de cette extrapolation, être vigilant au niveau du choix des paramètres intervenant dans l'équation.

Paramètres de la méthode

- La pluviométrie moyenne annuelle de la région étant autour de 900 mm d'après la carte d'isohyètes annuelles établie par le CIEH , le bassin est du type tropical et a un coefficient de pointe $\alpha = 2.5$ indépendant de la superficie d'après la classification des auteurs.
- La pente du bassin étant de 0.05, le bassin est du type R1: bassin à pente très faible.
- La position géographique du bassin nous donne à partir de la carte des isohyètes décennales établies par les auteurs une pluie

décennale de P10 = 145 mm.

- La superficie du bassin, nous donne à partir de l'abaque des coefficients d'abattement, un coefficient d'abattement $k = 0.7$.

- La carte géologique de la région (dépression ensablée, sols calcimorphes sur matériaux à lits gravillonnaire, savanes arborées et boisées [20]) nous a poussé à classer le bassin dans la catégorie P3 du point de vue de la perméabilité.

- Le temps de base du bassin a été choisi étant égale à 4000 mn. Le choix de cette valeur résulte des différentes valeurs du temps de concentration obtenues à partir de certaines formules:

Formule de Ventura : $T_c = 5812 \text{ mn}$

Formule de Passini : $T_c = 6190 \text{ mn}$

Formule de Kirpich : $T_c = 1110 \text{ mn}$

Formule de Giandotti: $T_c = 2153 \text{ mn}$

Les écarts entre ces différentes valeurs résultent du fait que les formules sont dans un premier temps empiriques et que chaque formule a ses propres conditions d'obtention.

A partir de ces valeurs du temps de concentration obtenues, nous prenons un temps de concentration approximatif de $T_c = 4000 \text{ mn}$ et puisqu'il n'y a pas une très grande différence entre ce temps et le temps de base, nous supposons une égalité entre ces deux temps.

- Concernant le coefficient de ruissellement à adopter, l'abaque ne nous permet pas sa détermination du moment où il n'y a pas de courbe correspondant au type P3 R1, mais pour plus de sécurité nous supposons un coefficient de ruissellement de $K_{10} = 0.2$.

Ainsi on a un débit décennal approximatif égal à:

$$Q_{10} = \frac{2.5 \cdot 0.7 \cdot 0.145 \cdot 315 \cdot 10^6 \cdot 0.2}{4000 \cdot 60} = 66.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 66.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.1.3 Méthode CIEH

Les conditions d'application de la méthode CIEH sont vérifiées (superficie du bassin = 315 km² < 2000 km² et la pluviométrie moyenne annuelle étant de 900 mm < 2000 mm). Données nécessaires:

- superficie = 315 km²
- pluie annuelle moyenne = 900 mm obtenue à partir de la carte des isohyètes annuelles établies par les auteurs.
- indice globale de pente = 0.63 m/km
- La pluviométrie annuelle de la région fait que le bassin appartienne à la catégorie P2 d'après la classification faite par les auteurs.

Pour cette situation on a deux possibilités pour déterminer le débit de design décennal, soit utiliser directement les abaques A ou B, soit passer d'abord par l'estimation du coefficient de ruissellement décennal K10 du bassin. Seule la première approche sera utilisée à cause du fait que la deuxième approche nécessite la connaissance constitution géologique du bassin.

L'utilisation de l'abaque A pour une superficie de bassin de 315 km² , un indice global de pente I_g = 0.63 et la lecture étant faite sur la vertical P2, nous donne un débit de pointe décennal de:

$$Q_{10} = 110 \text{ m}^3/\text{s}.$$

En appliquant directement les formules on a les résultats suivants:

Cinq formules peuvent être utilisées, elles nous donnent

Formule 1 : Afrique de l'ouest:

$$Q_{10} = 197 (315)^{0.633} (0.63)^{0.35} (900)^{-0.643} = 80.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

Formules pour Pan < 1200 mm

$$1- \quad Q_{10} = 295 (315)^{0.653} (0.63)^{0.377} (900)^{-0.726} = 76 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$2- \quad Q_{10} = 4.4 (315)^{0.568} (0.63)^{0.26} = 102.41 \text{ m}^3/\text{s}$$

Formules pour 800 mm < Pan < 1200 mm

$$1- \quad Q_{10} = 6.9 \cdot 10^8 (315)^{0.507} (0.63)^{0.298} (900)^{-2.736} = 91.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$2- \quad Q_{10} = 3.72 (315)^{0.550} (0.63)^{0.343} = 75.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

On a un débit moyen de $Q_{10} = 85.18 \text{ m}^3/\text{s}$

A cause du problème de précision nous retiendrons le débit moyen donné par les formules et non celui donné par les abaques.

5.1.4 Méthode Rationnelle

Le calcul de l'intensité de la pluie décennale ayant pour durée égal au temps de concentration de $T_c = 4000 \text{ mn}$, sera fait à partir de la courbe IDF de Dakar pour 10 ans.

$$i = \frac{3458}{4010 + 10} = 0.86 \text{ mm/h}$$

cette intensité correspond à la ville de Dakar. La pluie décennale de notre zone d'étude (145 mm) étant plus grande que celle de Dakar (135 mm), pour le même temps, l'intensité d'une pluie décennale pour notre zone sera plus grande que celle de Dakar. D'où l'inten-

sité trouvée $i = 0.86$ mm/h doit être corrigée afin d'être utilisée dans notre zone. En supposant une proportionnalité entre l'intensité décennale et la pluie décennale, le i corrigée devient égale à:

$$i_c = \frac{145}{135} (0.86) = 0.92 \text{ mm/h}$$

La nature boisée du bassin et sa morphologie (voir carte du couvert végétal et carte morphologique du Sénégal à l'échelle 1/500000 du plan directeur: financement USAID) nous permet de choisir pour ce bassin un coefficient de ruissellement de 0.4

d'où $Q_{10} = 0.4 \cdot 315 \cdot 10^6 \cdot 0.92 \cdot 10^{-3} / 3600 = 32.42 \text{ m}^3/\text{s}$

5.1.5 conclusion et critique

Parmi toutes ces méthodes que nous venons d'appliquer, seule la méthode CIEH ne nous a pas créé de problème de paramètres.

Les débits obtenus par la méthode rationnelle et la formule de Fuller sont irréalistes. Ils sont très faibles pour un bassin d'une telle superficie. Pour la méthode rationnelle il est pratiquement impossible d'avoir une pluie de durée égale à 4000 mn, le bassin est trop grand pour cette méthode (toutes les conditions d'application de cette méthode sont loin d'être vérifiées à cause de sa grandeur). Pour ce qui est de la méthode ORSTOM des auteurs ont démontré qu'elle sous estime les débits des grands bassins. Dans ces conditions nous retiendront comme débit décennal pour Farandol, celui donné par la méthode CIEH, soit $Q_{10} = 85.18 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.2 Bassin de Sébikotane (voir annexes)

C'est un bassin qui fait partie des bassins expérimentaux de l'ORSTOM. Il se situe à sébikotane entre Thiès et Dakar. On a les caractéristiques topographiques suivantes du bassin:

- Superficie = 84.5 km²
- Indice de compacité de gravelus = 1.23
- Longueur du rectangle équivalent = 14.3 km
- Indice de pente global I_g = 4 m.km⁻¹
- Indice de pente I_p = 0.063
- Altitude = 40 m
- Densité de drainage = 2.51

5.2.1 Méthode ORSTOM

Les conditions d'application de cette méthode sont vérifiées pour ce bassin (superficie = 84.5 km² < 200 km²).

Le bassin est du type sahélien: pluviométrie annuelle moyenne autour de 640 mm < 800 mm.

Le bassin est du type R3 du point de vue des pentes.

La géologie du bassin, nous permet de le classer dans la catégorie P3 du point de vue de perméabilité.

Les abaques nous donnent:

- Pluie décennale obtenue à partir de la position géographique du bassin, $P_{10} = 130$ mm.

- Pour superficie de 84.5 km² on a un coefficient d'abattement K égale à 0.75.

- Pour un bassin type sahélien et ayant une superficie de 84.5 on

peut prendre un coefficient de pointe $\alpha = 4$.

- Pour un bassin de type R3P3 et du type sahélien, ayant une superficie égale à 84.5 km² l'abaque donne un coefficient de ruissellement égal à 0.2.

- Pour un bassin du type R3 et sahélien, l'abaque donne pour une superficie de 84.5 km² un temps de base de 32 heures.

C'est ainsi qu'on a le débit suivant:

$$Q_{10} = \frac{4 \cdot 0.75 \cdot 0.13 \cdot 84.5 \cdot 10^6}{32 \cdot 3600} = 57.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 57.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.2.2 Méthode CIEH

Données nécessaires:

- Surface du bassin, $S = 84.5 \text{ km}^2$
- Pluviométrie annuelle moyenne, $Pan = 640 \text{ mm}$
- Indice de pente global, $Ig = 4 \text{ m/km}$

Avec $Pan = 640 \text{ mm} < 800 \text{ mm}$, le bassin se trouve dans la catégorie P2 .

A partir de ces données l'abaque A nous donne un débit décennal égal à:

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

Le calcul par l'intermédiaire des quatres formules possibles donnent:

Formule 1 Afrique de l'ouest (A0)

$$Q_{10} = 197 (84.5)^{0.633} (4^{0.35}) (640)^{-0.643} = 83.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

Formules pour le cas $Pan < 1200 \text{ mm}$ (A01)

$$1- Q_{10} = 295 (84.5)^{0.653} (4)^{0.377} (640)^{-0.726} = 82.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$2- Q^{10} = 4.4(84.5)^{0.568} (4)^{0.260} = 78.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

Formule pour 400mm < Pan < 800 mm (P2)

$$Q_{10} = 2.54 (84.5)^{0.671} (4)^{0.429} = 90.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

On a un débit moyen de $Q^{10} = 83.70 \text{ m}^3/\text{s}$

5.2.3 Méthode Rationnelle

Ici aussi nous supposons une égalité entre le temps de base et le temps de concentration: $T^B = T_c = 32 \text{ h}$.

Et puis nous supposons que les courbes IDF de Dakar sont valable pour Sébikotane. L'intensité de la pluie décennale de durée égal à 32 h est égale à:

$$i = \frac{3458}{32 \cdot 60 + 10} = 1.79 \text{ mm/h}$$

Le débit décennal est:

Le couvert végétal et la géologie de ce bassin nous pousse à prendre la valeur de 0.4 aussi comme coefficient de ruissellement

$$Q_{10} = 0.4 \cdot 84.5 \cdot 10^6 \cdot 1.79 \cdot 10^{-3} / 3600 = 30.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 30.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.2.4 Conclusion et critique

Ici le débit donné par la méthode rationnelle est faible comparativement à la superficie du bassin. A ce niveau aussi nous retiendrons comme débit décennal pour plus de sécurité celui donné par la CIEH $Q_{10} = 83.70 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les formules empiriques sont nombreuses, et les quelques formules que nous venons d'explorer dans ce travail montre qu'il faut être conscient de la fragilité et de l'étroitesse du champ d'application de chacune d'elles. Ne perdons pas de vue que ces relations sont basées sur l'analyse des données recueillies dans des bassins aux conditions climatologiques et topographiques particulières et qu'on ne peut sans vérification les extrapoler à d'autres bassins des conditions différentes de celles pour lesquelles elles ont été établies. Les dangers d'une extrapolation inconsidérée de ces formules sont certains.

On ne peut utiliser ces formules empiriques seulement lorsqu'on ne possède pas suffisamment des données hydrologiques qu'on peut utiliser pour accomplir une analyse détaillée et précise. Les difficultés d'application des relations empiriques ne sont pas tellement causées par l'empirisme des équations, mais plutôt par le manque de connaissance des conditions exactes où on doit les appliquer.

Concernant les méthodes ORSTOM et CIEH qui sont les seules utilisées en Afrique de l'Ouest et Centrale, une mauvaise application des paramètres intervenant dans ces deux méthodes peut conduire à des erreurs de plus de 100% sur le calcul de débit. Si l'hydrologue confirmé de terrain peut éviter ces écueils, l'ingénieur de bureau d'études a dans l'état actuel des choses des difficultés avec ces méthodes. Tout le problème réside au niveau de la détermination de l'aptitude au ruissellement des bassins, qui

risque d'être faite d'une manière arbitraire. Il est délicat à l'heure actuelle de connaître l'incertitude d'un calcul de débit de crue en Afrique de l'Ouest et Afrique centrale sans une enquête de terrain poussée.

Nous pensons qu'avec l'emploi combiné du mini-simulateur de pluie et de la télédétection, il est possible de définir objectivement, comme l'on montré CASENAVE et CHEVALIER, un critère quantitatif de perméabilité aboutissant à la création d'un répertoire des aptitudes au ruissellement des couches superficielles de sols au sahel. La mise au point de ce répertoire peut être facile à condition de mettre à la disposition des chercheurs des moyens financiers suffisants pour la collecte de données sur des bassins versants expérimentaux.

Ce répertoire aidera à améliorer l'utilisation de ces deux méthodes.

Au niveau du bassin Farandol, la formation de la crue est complexe (une seule crue annuelle) à cause du fait qu'elle a un temps de montée très grand (2 jours ou plus) et que plusieurs événements pluvieux peuvent contribuer à sa formation. La supposition qui a été faite en utilisant les précipitations journalières (24 h) pour l'application des méthodes ORSTOM et CIEH ne peut que nous donner un débit décennal approximatif.

C'est ainsi que nous recommandons d'approfondir les études et recherches au niveau de ce bassin (en travaillant avec des hyétogrammes à base de jours) pour une meilleure compréhension de la formation de la crue au niveau de laquelle il nous semble que

l'écoulement hypodermique y contribue beaucoup.

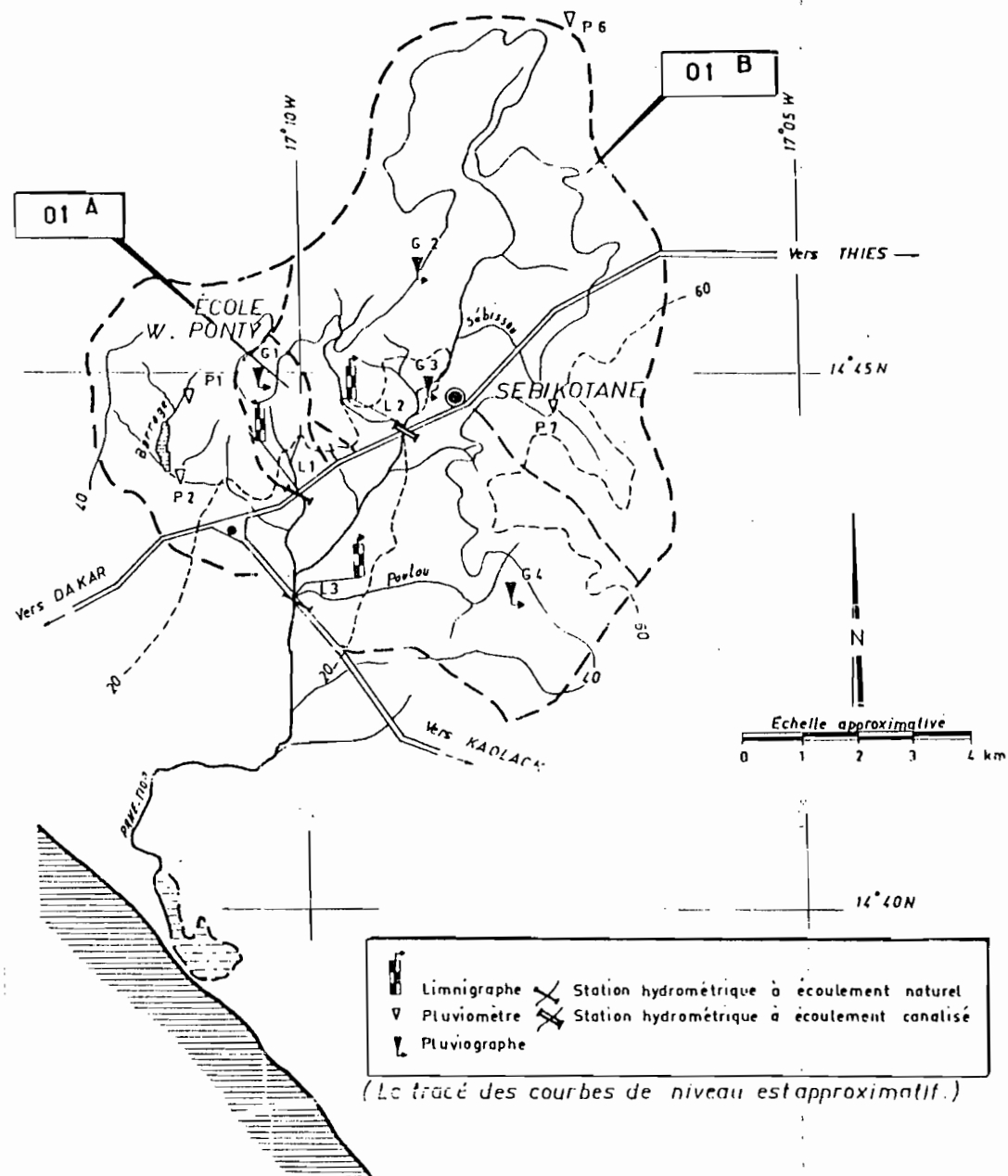
ANNEXES

CARACTERISTIQUES DU BASSIN DE SEBIKOTANE

CARTE TOPOGRAPHIQUE ET D'ÉQUIPEMENT

Carte de référence I.G.N. : DAKAR ND 28 XIII

Photographies aériennes : I.G.N. M^o 078. A.O. 1954. N° 20-22, 43-47, 58-62 1/50 900



BASSIN REPRÉSENTATIF de SEBIKOTANE

N° de Code : SEN 01

Etat : SENEGAL
Région : DIARRA

Bassin hydrographique : PANE TIOR (COTIER)
Sous-bassin : DAMBOUSSANE

Coordonnées géographiques } 14° 44 N
} 17° 08 W

Période de fonctionnement : 1962

1 - OBSERVATIONS ET MESURES EFFECTUÉES

1-1 - MÉTÉO-HYDROLOGIE

Pluviomètres 4
Pluviographes 4 J
Echelles 4
Limnigraphes 3 . . . P .
Stations hydrométriques 2 N - 1 C
Stations météorologiques
Bacs d'évaporation
Piézomètres

1-2 - GÉOMORPHOLOGIE - DIVERS

Parcelles d'érosion
Fosses à sédiments
Stations de débits en suspension
Granulométrie des lits
Infiltration
Humidité des sols

2 - CARACTÈRES PHYSIQUES ET MORPHOLOGIQUES

Superficie en km² 84,5
Indice de compacité 1,23
Longueur du rectangle équivalent en km 14,3
Indice de pente Ip 0,069
Indice de pente global Ig en m.km⁻¹ 4,0
Classe de relief R 3
Densité de drainage 2,51

Altitudes en m 40
Orientation aux vents dominants
Aspect du réseau hydrographique (ARÊTE)
Rapport de confluence 3,81
Rapport de longueur 2,04

BASSINS EMBOÎTÉS, ADJACENTS ou VOISINS

Nom	DIAM - NIADIE	KIPE - KIPE
	SEN 01 A	SEN 01 B
N° de code	1962	1962
Période de fonctionnement	2,62	43
Superficie en km ²	1,22	1,58
Indice de compacité	2,4	12,6
Long. du rectangle équivalent en km	0,132	0,070
Indice de pente Ip	10,8	4,4
Indice de pente global Ig en m.km ⁻¹	25	40
Altitudes en m		
Orientation aux vents dominants		
Aspect du réseau hydrographique	(ARÊTE)	
Rapport de confluence	4,20	3,72
Rapport de longueur	2,12	1,87
Densité de drainage	3,81	2,35
Classe de relief	R 3 (R 2)	R 3

BASSIN REPRESENTATIF

de **SEBIKOTANE**

N° de Code : **SEN 01**

3 - CLIMAT REGIONAL

Type de climat : Tropical variante maritime, apparenté au type "semi-aride"

Températures en °C Jv. F. 25 < T_x < 31 Oct. Station de référence : DAKAR-THIES

Jv. F. 16 < T_n < 24 Jt.-Août

Humidités relatives en % : (85) < U_x < (98) Evaporation sur : Piche
< U < (35) < U_n < (70) variation mensuelle en mm. J⁻¹ : (2 à 5)

Insolation moyenne annuelle en heures : 3 000 total annuel en mm : (1.350)

PRECIPITATIONS

Station de référence : DAKAR-THIES

Type de pluies : Averse simple (influence maritime)

Hauteur moyenne annuelle en mm : 640 (écart-type : 200)

Nombre moyen annuel de jours de pluies total : 43 supérieur à 10 mm : 18

Répartition moyenne / mois : Juillet Août Septembre

mensuelle / mm : 110 265 190

Hauteurs journalières ponctuelles de pluie annuelle : < 80 mm — décennale : < 135 mm

4 - GEOLOGIE

FORMATION GEOLOGIQUE

N°	Nature	Importance en % par bassin	Epaisseur en m	Pendage	Micro-tectonique	Etage stratigraphique
1	Sables	60 - 50 - 0	150			Maestrichien
2	Marnes	40 - 50 - 100 (sous les marnes)	100			Eocène
3	Calcaires		80		Failles I	Paléocène
4						

ALTERATION

NAPPE

UNITE GEOMORPHOLOGIQUE

N°	Degré	Type	Epaisseur en m	NAPPE	Nature	Importance en % par bassin
1				Perm.-Al.M.-Dr.E.	Plaine	dominante
2						
3	Imp.	Karstique		Perm.-Al.M.IF.		
4						

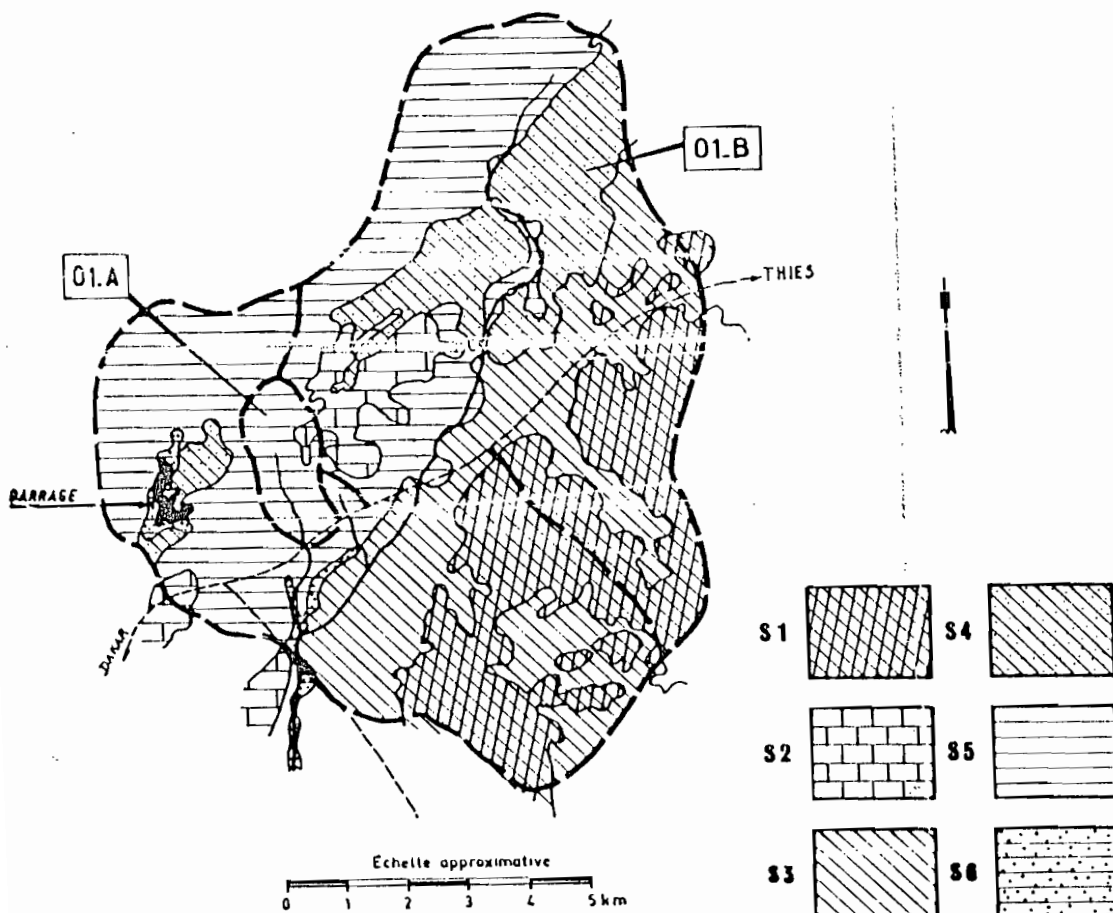
5. - VEGETATION

Type naturel ou cultures	Importance en % par bassin	Degré de recouvrement	Densité (m ² ou ha)	Pratiques culturales	Durée ou âge
Steppe succulente	50 - 50 - 0	Dense			
Arachide, mil, manioc	50 - 50 - 100				

Successions culturales :

6-CARTE DES SOLS

Source : Carte pédologique au 1/50 000^e de CAP-YERT MAIGNIEN ORSTOM



SEN. 41370

6-i UNITÉS DE SOL

Définitions :

- S1 Sols minéraux bruts d'érosion sur cuirasse ferrallitique démantelée sur grès.
- S2 Sols calcimorphes - rendzines - bruns calcaires - sur calcaires en plaquettes et lits de marnes
- S3 Sols ferrugineux tropicaux - non ou peu lessivés - "diors" sur colluvions sablo-argileuses
- S4 Sols ferrugineux tropicaux - non ou peu lessivés - "diors" sur sables de tombolo
- S5 Sols hydromorphes à engorgement temporaire - argiles noires sur marnes et calcaires marneux ou colluvions argilo-sableuses.
- S6 Sols hydromorphes à engorgement total et permanent - sur alluvions sablo-argileuses.

Importance en % :

23/-/21

4/8/6

22/-/19

14/-/23

35/92/31

1/-/-

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1- ROCHE.M Hydrologie de Surface
Edition GAUTHIER-VILLARS, Paris 1963
- 2- REMENIERAS,G L'Hydrologie de l'Ingénieur
Edition EROYELLES, Paris 1976 (2e Ed)
- 3- JATON J-F, Hydrologie de Surface 1ere Partie
Ecoulement de surface et débit de crue
Edition EPEFL LAUSANE 1980
- 4- JATON J-F, Contribution à l'étude des relations
pluies-débits dans les petits bassins
versants ruraux, Thèse N°453(1982)
présentée pour l'obtention du grade de
Docteur ès Sciences et Techniques
- 5- PUECH.C, CHABI-GONNI.D, Méthode de calcul des débits
de crue décennale pour les petits
bassins versants en Afrique de l'Ouest
et Centrale
Ed CIEH Serie Hydrologie (2ed)
- 6- LIMAS. J Hydrologie générale: Principes et
Applications.
Edition GAETAN morin Quebec, 1985.
- 7- GRAY. D. M Manuel des principes d'hydrologie
Secrétariat, Comité national canadien

de la décennie hydrologique
internationale, OTTAWA, 1972.

- 8- RODIER AUVRAY, Estimation des débits de crue
décennale pour les bassins versants de
superficie inférieure à 200 km² en
Afrique Occidentale.

ORSTOM Publication CIEH 1965.

- 9- RODIER.J, MEUMIER.M, PUECH.C, Le point sur les
méthodes de calcul des débits de crues
décennales en Afrique de l'Ouest et
Afrique centrale.

Bulletin de liaison au CIEH, n°58
octobre 1984.

- 10- RODIER (J-A), Caractéristiques des crues des petits
bassins versants représentatifs au
sahel.

ORSTOM Serie hydrologie Vol XXI, n°2
1984-1985.

- 11- MITICI.C, Sur une nouvelle méthode de calcul des
débits d'orage et des hydrogrammes de
ruissellement dans les bassins de
drainage urbains.

Serie TSM-L'EAU Février 1974.

- 12- MASSON J.M, Premiers diagnostic d'un bassin
versant pour une annonce de crue.

La Houille blanche N°5/6-1988.

- 13- MICHEL D.J, JOUHET P, Les modèles déterministes de transformation de précipitations en débit. Modèles mathématiques en hydrologie, Actes du Colloque de Varsovie, Juillet 1971, volume N°1 page 558.
- 14- M SHAHIN, Notes de lecture à la conférence Computer methods and water resources. RABAT, MAROCCO, MARCH 1988.
- 16- NGUYEN VAN TUU, Hydraulique routière Ministère de la coopération et du développement Français, Ed BCEOM, 1981.
- 17- MIQUEL Jacques, Guide pratique d'estimation des probabilités de crues. Ed EROYELLES, Paris, 1984.
- 18- CHARLES T.HAAN, Statistical Methods in hydrology the IOWA state University Press/ames;1 4e edition 1986.
- 19- WARE VIESSMAM Introduction to hydrology Second Edition Happer & Row Publishers
- 21-SARR AMADOU, Notes de cours d'hydrologie de l'école
- 22-SARR DJBRIL, Courbes Intensité-Durée-Fréquence pour Dakar, Projet de fin d'études 198

20- Plan National d'aménagements du territoire projet
USAID (carte hydrogéologique, morphologique,
couvert végétal à l'échelle 1/500000).

21- GRET Dossier N°12, Le point sur la maîtrise des
crues dans les bafonds, petits et
microbarrages en Afrique, 1988.

22- Alan R. Miller, Programmes en Pascal pour
Scientifiques et Ingénieurs, Ed SYBEX, 1982.

PROGRAMME DE CALCUL STATISTIQUE

```
Program statistique;
USes crt,printer;

TYPE
  mat1=Array[1..300] of real;
  mat2=Array[1..100] of real;
  mat3=Array[1..50,1..50] of real;
  mat4=Array[1..50] of integer;

CONST
  men0 = 'Faites votre choix';
  men1 = '1-Loi lognormale';
  men2 = '2-Loi normale';
  men3 = '3-Loi pearson type III';
  men4 = '4-Loi de gumbel ';
  men5 = '5-Loi de Frechet à deux parametres!';

VAR
  nbrane,menu,choix1 ,beta,bibi           :integer;
  moyenne,variance,ecartype,etendue,
  coefvariat,standerror,coefaplat,
  coefassymetrie,gumbel1,gumbel2,normale1,
  normale2,lognormale1,lognormale2,
  frechet1,frechet2,somme,tol,maxm,eul,seuil,
  deux,zigma,valeur_max   :real;
  freFX,logFX,noFX,noFFX,guFX,euFX,
  pearFX,FX,FFX,MPFFX,guq,freq,GFFX :extended;
  pearson1,pearson2,euler,noq,
  LPq,squx,squFX,valeur_min   : real;
  donmax,donmaxx,da,frequence,valeur,debit   :mat2;
  donane           :mat3;
  nbrjrs,nbos           :mat4;
  good,reponse           : char;
  nom, region, climat, periode           : string[80];

Procedure Station;
  begin
    clrscr;
    gotoxy(5,2);
    write('Nom de la Sation:  ');
    readln(nom);
    gotoxy(5,4);
    write('région:           ');
    readln(region);
    gotoxy(5,6);
    write('Climat:           ');
    readln(climat);
    gotoxy(5,8);
    write('Période d enrégistrement: ');
    readln(periode);
  end;

procedure maximum (VAR dat :mat3;VAR pi:mat4;
  VAR n:integer);
  VAR
    h,g :integer;
    max :mat2;
  begin
    for h:=1 to n do
      max[h]:=0;
      for g:=1 to pi[h] do
```

```

        if dat[h,g]>max[h] then
            begin
                max[h]:=dat[h,g];
                donmax[h]:=max[h];
            end;
        end;(*maximum*)

Procedure TRI;
var
    i,comp :integer;
    tampon :real;
begin
    repeat
        comp:=0;
        for i:=1 to nbrane-1 do
            if donmax[i]>donmax[i+1] then
                begin
                    tampon:=donmax[i];
                    donmax[i]:=donmax[i+1];
                    donmax[i+1]:=tampon;
                    comp:=comp+1;
                end;
        until comp=0;
    end;(*tri de l'échantillon*)

procedure Means(var m :mat2;VAR n:integer);
var
    k,i : integer;
    som1,som2,som3,som4 :real;
    mc:mat2;
begin
    som1:=0;som2:=0;som3:=0;som4:=0;
    for k:= 1 to n do
        begin
            som1:=som1+m[k];
            som2:=som2+sqr(m[k]);
        end;
    moyenne:=som1/n;
    variance:=(som2-sqr(som1)/n)/(n-1);
    ecartype:=sqrt(variance);
    standerror:=ecartype/sqrt(n);
    coefvariat:=ecartype/moyenne;
    etendue:=-m[1]+m[n];
    valeur_max:=m[n];
    valeur_min:=m[1];
    for i:=1 to n do
        mc[i]:=(m[i]-moyenne)/ecartype;
        if mc[i]>0 then
            begin
                som3:=som3+exp(3*ln(mc[i]));
                som4:=som4+exp(4*ln(mc[i]));
            end
        else
            begin
                som3:=som3-exp(3*ln(abs(mc[i])));
                som4:=som4+exp(4*ln(abs(mc[i])));
            end;
    coefassymetrie:=som3/3;
    coefaplat:=som4/n-3;
end;

procedure gumbel12;
begin
    gumbel1:=moyenne-0.450*ecartype;
    gumbel2:=ecartype/1.28;
end;

```

```

end;

procedure lognormale12(VAR m:mat2;var n:integer);
var
i,j:integer;
son1,son2 :real;
begin
son1:=0;son2:=0;
for i:=1 to n do
son1:=son1 +ln(m[i]);
lognormale1:=son1/n;
for j:=1 to n do
son2:=son2+sqr(ln(m[j]));
lognormale2:=sqr((son2-sqr(son1)/n)/(n-1));
end;

Procedure Frechet12(VAR m:mat2; n :integer);
VAR
i,j : integer;
sonl,song,mon,variancef,ecartypef :real;
begin
sonl:=0;song:=0;
for i:=1 to n do
sonl:=sonl+ln(m[i]);
mon:=sonl/n;
for j:=1 to n do
song:=song+sqr(ln(m[j]));
variancef:=(song-sqr(sonl)/n)/(n-1);
ecartypef:=sqr(variancef);
frechet1:=mon-0.450*ecartypef;
frechet2:=ecartypef/1.28;
end;(*détermination des paramètres*)

Procedure mognormale( VAR x:real);
Var
hx1,hx2,hx3 : extended;
begin
hx3:=(ln(x)-lognormale1)/lognormale2;
hx1:=-0.5*sqr(hx3);
hx2:=1/(x*lognormale2*2.50663);
logFx:=hx2*exp(hx1);
end;(*lognormale*)

Procedure normale ( var x: real);
VAR
h1,h2 :real;
begin
h1:=-0.5*sqr((x-moyenne)/ecartype);
h2:=1/(ecartype*2.50663);
noFX:= h2*exp(h1);
end;(*normale*)

Procedure gumbelF( var x: real);
VAR
kx1,kx2 : real;
begin
kx1:=(x-gumbel1)/gumbel2;
kx2:=exp(-kx1);
guFX:=exp(-kx2);
end;(*repartition gumbel*)

procedure frechetF(VAR x : real);
VAR
g1,G2 : real;

```

```

begin
  g1:=(ln(x)-frechet1)/frechet2;
  g2:=exp(-g1);
  FreFX:=exp(-g2);
end;(*repartition frechet*)

Procedure eulere1 (VAR x,y: real);
VAR
  gx1,gx2 :real;
begin
  gx1:=exp(-x);
  gx2:=exp((y-1)*ln(x));
  euFX:=gx1*gx2;
end;(*fonction euleure*)

Procedure pearson ( VAR x: real );
var
  fx1,fx2,fx3: real;
begin
  fx1:=exp(-pearson1*x);
  fx2:=exp((pearson2-1)*ln(x));
  fx3:=exp(pearson2*ln(pearson1));
  pearFX:=fx1*fx2*fx3/euler;
end;(*pearson*)

Procedure square1(var x:real);
Var
  kapa,fx1,fx2,fx3:real;
begin
  kapa:=beta-3;
  fx1:=exp(-(1-kapa/2)*ln(x));
  fx2:=eul*exp((kapa/2)*ln(2));
  Squx:=(fx1*exp(-x/2))/fx2;
end;(*fonction khi-deux*)

Procedure choix_de_fonction(VAR x:real);
begin
  CASE menu of
1:begin
  mognormale(x);
  FX:=logFX;
end;
2: begin
  normale(x);
  FX:=noFX;
end;
3: begin
  pearson(x);
  FX:=pearFX;
end;
6: begin
  square1(x);
  FX:=Squx;
end;
7:begin
  zigma:=(beta-3)/2;
  eulere1(x, zigma);
  FX:=euFX;
end
else
begin
  eulere1(x,pearson1);
  FX:=euFX;
end;
end;(*case*)

```

```

end;(*choix*)

procedure SIMPS1(VAR inf,sup,tol :real );
Var
i,pieces:integer;
x,delta_x,s_paire,s_impair,som_inf,som_sup,som_bouts,somme1:real;
begin
  pieces:=2;
  delta_x:=(sup-inf)/pieces;
  x:=inf+delta_x;
  choix_de_fonction(x);
  s_impair:=FX;
  s_paire:=0.0;
  choix_de_fonction(inf);
  som_inf:=FX;
  choix_de_fonction(sup);
  som_sup:=FX;
  som_bouts:=som_inf+som_sup;
  somme:=(som_bouts+4*s_impair)*delta_x/3;
  Repeat
    pieces:=2*pieces;
    somme1:=somme;
    delta_x:=(sup-inf)/pieces;
    s_impair:=0.0;
    For i:=1 to pieces div 2 do
      BEGIN
        x:=inf+delta_x*(2.0*i-1); write(x);
        choix_de_fonction(x);
        s_impair:=s_impair+FX;
      end;
      somme:=(som_bouts+4.0*s_impair+2.0*s_paire)*delta_x/3;
    until abs(somme-somme1)<=abs(tol*somme);
end;(*formule de simpson*)

```

```

Procedure SIMPS2 (VAR inf,sup,tol :real);
VAR
pieces,i :integer;
x :real;
delta_x,som_bouts,som_milieu,infx,supx,somme1:real;
Begin
  pieces:=1;
  delta_x:=(sup-inf)/pieces;
  choix_de_fonction(inf);
  infx:=FX;
  choix_de_fonction(sup);
  supx:=fx;
  som_bouts:=infx+supx;
  somme:=som_bouts*delta_x/2.0;
  som_milieu:=0.0;
  REPEAT
    pieces:=pieces*2;
    somme1:=somme;
    delta_x:=(sup-inf)/pieces;
    FOR i:=1 to pieces DIV 2 DO
      begin
        x:=inf+delta_x*(2.0*i-1.0);
        choix_de_fonction(x);
        som_milieu:=som_milieu+fx;
      end;
      somme:=(som_bouts+2.0*som_milieu)*delta_x*0.5;
    UNTIL abs(somme-somme1)<=abs(tol*somme);
End;(*formule de trapèze*)

```

```

Procedure continue;
var

```



```

q:char;
begin
  gotoxy(5,24);
  write('Appuez sur une touche pour continuer : ');
  readln(q);
end;

Procedure eulere;
VAR
  some_t,pus,fin,somme1 : real;
begin
  some_t:=0;
  pus:=3;
  fin:=0.1 ;
  simps2(fin,pus,tol);
  Repeat
    somme1:=somme;
    simps2(fin,pus,tol);
    some_t:=some_t+somme;
    pus:=fin;
    fin:=0.1*pus;
  until abs(somme-somme1)<abs(tol*somme);
  fin:=3;
  pus:=3.1;
  euler:=some_t;
  simps2(fin,pus,tol);
  euler:=euler+somme;
  Repeat
    somme1:=somme;
    fin:=pus;
    pus:=pus+0.5;
    simps2(fin,pus,tol);
    euler:=euler+somme;
  until abs(somme-somme1)<abs(tol);
end;(*calcul de euler *)

Procedure SquareF(var x:real);
var
  somet,inf,sup,somme1 :real;
begin
  somet:=0;
  inf:=1;
  sup:=2;
  simps2(inf,sup,tol);
  somet:=somet+somme;
  repeat
    somme1:=somet;
    sup:=inf;
    inf:=0.1*sup;
    simps2(inf,sup,tol);
    somet:=somet+somme;
  until abs(somme)<abs(tol*somet);
  sup:=x;
  inf:=2;
  simps2(inf,sup,tol);
  squFX:=somet+somme;
  write('squFX = ',squFX);
end;(*repartition khi-deux*)

procedure calcul_square(var t:real);
var
  fr,x:real;
begin
  fr:=1-t;
  x:=3;

```

```

repeat
squareF(x);
x:=x+0.5;
until squFX>fr;
deux:=x; write('deux=' ,deux); delay(1000);
continue;
end;(*calcul de la statistique khi-deux*)

Procedure choix_g_F(VAR x: real);
begin
Case menu of
4:begin
gumbelF(x);
FFX:=guFX;
end;
5:begin
FrechetF(x);
FFX:=FreFX;
end;
end;
end;(*choix de gumbel ou frechet*)

Procedure Kolm_gumbel_Frechet( VAR m:mat2; VAR n: integer);
VAR
maxx,ank,x:real;
i,j:integer;
k:mat2;
begin
maxx:=0;
for i:=1 to n-1 do
begin
x:=m[i];
repeat
Choix_g_F(x);
ank:=abs(FFX-i/n);
if ank>maxx then
maxx:=ank ;
x:=x+2;
until x>m[i+1];
k[i]:= maxx ; write(k[i]);
end;
x:=m[n];
Choix_g_F(x);
k[n]:=abs(FFX-1);
maxx:=0;
for j:=1 to n do
if k[j]>maxx then
maxx:=k[j];
maxm:=maxx; write(maxm);
end;(*statistique de kolm pour gumbel*)

Procedure Kolm_Log_p( VAR m:mat2;VAR n: integer);
VAR
i,j,h:integer;
somme_t,somme1,maxx,inf,fin,sup,max,sommet,ank :real;
k:mat1;
begin
somme_t:=0;maxx:=0;
sup:=m[1];
inf:=1;
fin:=1;
case menu of
1:begin
simps2(inf,sup,tol);
somme_t:=somme_t+somme;

```

```

repeat
somme1:=somme;
sup:=inf;
inf:=0.1*sup;
simps2(inf,sup,tol);
somme_t:=somme_t+somme;
until abs(somme-somme1)<abs(tol);
end;
3:begin
simps2(inf,sup,tol);
somme_t:=somme_t+somme;
repeat
somme1:=somme;
sup:=inf;
inf:=0.1*sup;
simps2(inf,sup,tol);
somme_t:=somme_t+somme;
until abs(somme-somme1)<abs(tol);
end;
2:begin
simps2(fin,sup,tol);
somme_t:=somme_t+somme;
repeat
somme1:=somme;
sup:=fin;
fin:=sup-1;
simps2(fin,sup,tol);
somme_t:=somme_t+somme;
until abs(somme-somme1)<abs(tol);
end;
end;(*case*)
sommet:=somme_t;
ank:=abs(sommet-1/n);
max:=ank;
inf:=m[1];
sup:=inf+2;
For j:=2 to n do
repeat
simps2(inf,sup,tol);
sommet:=sommet+somme;
ank:=abs(sommet-(j-1)/n);
if ank>max then
k[j-1]:=ank;
max:=ank;
inf:=sup;
sup:=inf+2;
until sup>=m[j];
inf:=m[1];
sup:=m[n];
simps2(inf,sup,tol);
k[n]:=abs(somme-1);
for i:=1 to n do
if k[i]>maxx then
maxx:=k[i];
maxm:=maxx; write(maxm); delay(1000);
end;(*statistique kolm pour log,pearson*)

```

Procedure khi11_log_pearson(var beta,n :integer; Var m: mat2);

```

VAR
i,j,h,som : integer;
alfa,sup,fin,somme_t,somme_t,somme1 :real;
nb :mat4;
begin
some_t:=0;somme_t:=0;
fin:=0.1;

```

```

sup:=3;
case menu of
2: begin
simps2(fin,sup,tol);
some_t:=some_t+somme;
  repeat
  somme1:=somme;
  sup:=fin;
  fin:=sup-1;
  simps2(fin,sup,tol);
  some_t:=some_t+somme;
  until abs(somme-somme1)<abs(tol);
  end
  else
  begin
simps2(fin,sup,tol);
some_t:=some_t+somme;
repeat
  somme1:=somme;
  sup:=fin;
  fin:=0.1*sup;
  simps2(fin,sup,tol);
  some_t:=some_t+somme;
  until abs(somme-somme1)<abs(tol);
  end;
end;(*case*)
  fin:=3;
  sup:= m[1];
  i:=1;
  For h:=1 to beta do
  begin
  alfa:=h/beta;
  Repeat
  simps2(fin,sup,tol);
  somme_t:=some_t+somme;
  i:=i+1;
  sup:=m[i]; write( sup );
  if i=n+1 then
  begin
  somme_t:=alfa;
  nb[h]:=n;
  end;
  until somme_t>=alfa;
  if i=2 then
  nb[h]:=0
  else
  if i=n+1 then
  nb[n]:=n
  else
  nb[h]:=i-2;
  i:=nb[h];
  end;
  end;
nbos[1]:=nb[1]; write('nobs=' ,nbos[1]);
for j:=2 to beta-1 do
begin
som:=0;
nbos[j]:=nb[j]-nb[j-1];
write('nbos =', nbos[j]);
for j:=1 to beta-1 do
som:=som+nbos[j];
nbos[beta]:=n-nb[beta-1]; write('nobs=' ,nbos[beta]);
continue;
end;
end;(*kolm-log-pearson*)

```

```

Procedure Calcul_x_Gumbel(var t: real);
var
  hx1:real;
begin
  hx1:=-ln(-ln(1-1/t));
  Guq:=gumbel2*hx1+gumbel1;
end;(*calcul de x connaissant frequence-gumbel*)

Procedure calcul_x_Frechet(VaR t: real);
VAR
  lnq,h1 :real;
begin
  h1:=-ln(-ln(1-1/t));
  lnq:=Frechet2*h1+Frechet1;
  FreQ:=exp(lnq);
end;(*calcul de xconnaissant la fréquence*)

Procedure choix_cal_x_gumbel_frechet ( VAR t:real);
begin
  CASE menu of
    4:begin
      calcul_x_gumbel(t);
      GFFX:=guq;
    end;
    5:begin
      calcul_x_Frechet(t);
      Gffx:=freq;
    end;
  end;(*case*)
end;(*choix de fonction gumbel ou frechet*)

Procedure khi11_gumbel_frechet( Var beta,n: integer;
VAR m:mat2);
VAR
  tr,alfa :real;
  h,i,j,k,som : integer;
  q :mat2;
  nb:mat4;
begin
  i:=0;
  for h:=1 to beta-1 do
    begin
      alfa:=h/beta;
      tr:=1/(1-alfa);
      Choix_cal_x_gumbel_frechet(tr);
      q[h]:=gffx;
    end;
  for h:=1 to beta-1 do
    begin
      nb[h]:=0;
      for k:=1 to n do
        begin
          if m[k]<=q[h] then
            nb[h]:=nb[h]+1;
          end;
        end;
      end;
      nb[h]:=n;
      nbos[1]:=nb[1]; write('nbos=',nbos[1]);
      for j:=2 to beta-1 do
        begin
          som:=0;
          nbos[j]:=nb[j]-nb[j-1];write( 'nbos=' ,nbos[j]);
          end;
          for j:=1 to beta-1 do
            som:=som+nbos[j];
          end;
        end;
      end;
    end;
  end;

```

```

    nbos[beta]:=n-som;write('nbos=' ,nbos[beta]);
    continue;
end;(* calcul de frequences empirique pour test de khi-deux*)

```

```

Procedure normaleF(var x:real);

```

```

VAR
  somet,somme1,inf,sup : real;
begin
  somet:=0;
  inf:=-1;
  sup:=4;
  simps2(inf,sup,tol);
  somet:=somet+somme;
  Repeat
  somme1:=somme;
  sup:=inf;
  inf:=sup-1;
  simps2(inf,sup,tol);
  somet:=somet+somme;
  until abs(somme-somme1)<=tol;
  sup:=x;
  inf:=4;
  simps2(inf,sup,tol);
  noFFX:=somet+somme;
end;(*repartition normale*)

```

```

Procedure MognormaleF_pearsonF(var x:real);

```

```

VAR
  somet,inf,sup,somme1 :real;
begin
  somet:=0;
  inf:=1;
  sup:=4;
  simps2(inf,sup,tol);
  somet:=somet+somme;
  Repeat
  somme1:=somme;
  sup:=inf;
  inf:=0.1*sup;
  simps2(inf,sup,tol);
  somet:=somet+somme;
  until abs(somme-somme1)<=abs(tol);
  sup:=x;
  inf:=4;
  simps2(inf,sup,tol);
  MPFFX:=somet+somme;
end;(*repartition lognormale-pearson*)

```

```

Procedure calcul_frequence(var x :mat2);

```

```

VAR
  i : integer;
begin
  case menu of
  1:begin
    for i:=1 to bibi do
      begin
        mognormaleF_pearsonF(x[i]);
        Frequence[i]:=1/(1-MPFFX);
      end;
    end;
  2:begin
    for i:=1 to bibi do
      begin
        normaleF(x[i]);
        frequence[i]:=1/(1-noFFX);
      end;
    end;
  end;
end;

```

```

    end;
    end;
3:begin
    for i:=1 to bibi do
    begin
    mognormaleF_pearsonF(x[i]);
    frequence[i]:=1/(1-MPFFX);
    end;
    end;
4:begin
    for i:=1 to bibi do
    begin
    gumbelF(x[i]);
    frequence[i]:=1/(1-guFX);
    end;
    end;
5:begin
    for i:= 1 to bibi do
    begin
    FrechetF(x[i]);
    frequence[i]:=1/(1-FreFX);
    end;
    end;(*case*)
end;(*calcul frequence connaissant x *)

Procedure Calcul_x_normale(var t:real);
Var
    fr,x : real;
    begin
    Fr:=1-1/t;
    x:=5;
    Repeat
    normaleF(x);
    x:=x+2;
    until noFFX>=fr;
    noQ:=x;
end;(*calcul de x connaissant la recurrence -loi normale*)

Procedure calcul_x_log_P(VAR t:real);
VAR
    fr,x:real;
    begin
    Fr:=1-1/t;
    x:=5;
    Repeat
    mognormaleF_pearsonF(x);
    x:=x+2;
    until MPFFX>=fr;
    LPQ:=x;
end;(*calcul de x connaissant la recurrence lognormale,pearson*)

Procedure calcul_x( var t: mat2);
VAR
i: integer;
begin
CASE menu of
1:begin
    for i:=1 to bibi do
    begin
    calcul_x_log_P(t[i]);
    debit[i]:=lpq;
    end;
    end;
2:begin

```

```

    for i:=1 to bibi do
    begin
    calcul_x_normale(t[i]);
    debit[i]:=noq;
    end;
    end;
3:begin
    for i:=1 to bibi do
    begin
    calcul_x_log_P(t[i]);
    debit[i]:=lpq;
    end;
    end;
4:begin
    for i:=1 to bibi do
    begin
    calcul_x_gumbel(t[i]);
    debit[i]:=guq;
    end;
    end;
5:begin
    for i:=1 to bibi do
    begin
    calcul_x_Frechet(t[i]);
    debit[i]:=Freq;
    end;
    end;
end;(*case*)
end;(*calcul de l'evenement connaissance la recurrence*)

```

Procedure test_kolmogorov;

```

var
    kn: real;
begin
    clrscr;
    gotoxy(3,2);
    writeln('choisissez votre seuil de confiance
    parmi les valeurs suivantes :');
    gotoxy(10,5);
    writeln('pour le seuil de 0.1, taper: 1 ');
    gotoxy(10,7);
    writeln('pour le seuil de 0.05, taper: 2 ');
    gotoxy(10,9);
    writeln('pour le seuil de 0.01, taper: 3 ');
    gotoxy(12,15);
    write('taper le numero du seuil choisi: ');
    readln(reponse);
    if nbrane>=41 then
    begin
        Case reponse of
            '1':kn:=1.22/sqrt(nbrane);
            '2':kn:=1.36/sqrt(nbrane);
            '3':kn:=1.63/sqrt(nbrane);
        end;
    end
    else
    begin
        gotoxy(10,17);
        writeln('la taille de votre echantillon
        inférieure à 41, entrer à partir');
        gotoxy(10,18);
        write('de la table de kolmogorov, la valeur de la
        statistique: ');
    end;
end;

```



```

read(kn);
end;
Case menu of
1:Kolm_log_p(donmax,nbrane);
2:Kolm_log_p(donmax,nbrane);
3:kolm_log_p(donmax,nbrane);
4:kolm_gumbel_frechet(donmax,nbrane);
5:kolm_gumbel_frechet(donmax,nbrane);
end;
if maxm>kn then
begin
  Clrscr;
  gotoxy(5,5);
  writeln('le test de kolmogorov-simirnov est négatif : ');
  gotoxy(7,7);
  writeln('la loi est à rejeter. ');
end
else
Begin
  CLrscr;
  gotoxy(5,5);
  writeln('le test de kolmogorov-simirnov est positif : ');
  gotoxy(7,7);
  writeln('la loi est acceptée. ');
end;
end;(*test de kolmogorov-simirnov*)

```

```

Procedure Affichage_parametres;
begin
  CLRSCR;
  gotoxy(2,2);
  writeln('Les parametres de l echantillon sont :');
  gotoxy(6,4);
  write('Moyenne:                ');
  writeln(moyenne:5:0);
  gotoxy(6,6);
  write('Etendue:                ');
  writeln(etendue:5:0);
  gotoxy(6,8);
  write('Valeur maximale:          ');
  writeln(valeur_max:5:1);
  gotoxy(6,10);
  write('Valeur minimale:          ');
  writeln(valeur_min:5:1);
  gotoxy(6,12);
  write('Variance:                  ');
  writeln(variance:5:2);
  gotoxy(6,14);
  write('Ecartype:                  ');
  writeln(ecartype:5:2);
  gotoxy(6,16);
  write('Erreur standard:          ');
  writeln(standerror:5:2);
  gotoxy(6,18);
  write('coefficient de variation:  ');
  writeln(coefvariat:5:2);
  gotoxy(6,20);
  write('coefficient d assymetrie:  ');
  writeln(coefassymetrie:5:2);
  gotoxy(6,22);
  write('coefficient d aplatissement: ');
  writeln(coefaplat:5:2);
end;(*affichage parametres de l'echantillon*)

```

```

Procedure affichage_para_de_loi;

```

```

begin
  Clrscr;
  Case menu of
  1:begin
    lognormale12(donmax,nbrane);
    gotoxy(5,2);
    writeln('Les parametres de la loi lognormale sont:');
    gotoxy(10,4);
    write('lognormale1 = ');
    writeln(lognormale1:3:2);
    gotoxy(10,6);
    write('lognormale2 = ');
    writeln(lognormale2:3:2);
    end;
  2:begin
    gotoxy(5,2);
    writeln('Les parametres de la loi normale sont:');
    gotoxy(10,4);
    write('μ = ');
    writeln(moyenne:3:0);
    gotoxy(10,6);
    write('σ = ');
    writeln(ecartype:3:2);
    end;
  3:begin
    pearson12;
    gotoxy(5,2);
    writeln('Les parametres de la loi pearson III sont:');
    gotoxy(10,4);
    write('pearson1 = ');
    writeln(pearson1:3:2);
    gotoxy(10,6);
    write('pearson2 = ');
    writeln(pearson2:3:2);
    end;
  4:begin
    gumbel12;
    gotoxy(5,2);
    write('les parametres de la loi Gumbel sont: ');
    gotoxy(10,4);
    write('gumbel1 = ');
    write(gumbel1:3:2);
    gotoxy(10,6);
    write('gumbel2 = ');
    write(gumbel2:3:2);
    end;
  5:begin
    Frechet12(donmax,nbrane);
    gotoxy(5,2);
    writeln('Les parametres de la loi de Fechet sont:');
    gotoxy(10,4);
    write('frechet1 = ');
    writeln(frechet1:3:2);
    gotoxy(10,6);
    write('Frechet2 = ');
    writeln(frechet2:3:2);
    end;
  end;(*case*)
end;(*affichage des parametres des lois*)

procedure Affichage_menu;
begin
  Clrscr;
  gotoxy(5,2);
  writeln(men0);

```

```

    gotoxy(10,5);
    writeln(men1);
    gotoxy(10,7);
    writeln(men2);
    gotoxy(10,9);
    writeln(men3);
    gotoxy(10,11);
    writeln(men4);
    gotoxy(10,13);
    writeln(men5);
    gotoxy(15,17);
    write('Tapez le numrero de votre choix: ');
    readln(menu);
end;(*affichage du menu*)

Procedure Initialisation;
VAR
i,j:integer;
begin
nbrane:=0;menu:=0; moyenne:=0;variance:=0;ecartype:=0;
etendue:=0;standerror:=0;coefvariat:=0;coefassymetrie:=0;
coefaplat:=0;gumbel1:=0;gumbel2:=0;frechet1:=0;frechet2:=0;
lognormale1:=0;lognormale2:=0;pearson1:=0;pearson2:=0;euler:=0;
frefx:=0;logfx:=0;nofx:=0;noffx:=0;gufx:=0;eufx:=0;pearfx:=0;
fx:=0;ffx:=0;mpffx:=0;guq:=0;freq:=0;gffx:=0;
noq:=0;lpq:=0;somme:=0;tol:=0;maxm:=0;
For i:=1 to 100 do
begin
donmax[i]:=0;
donmaxx[i]:=0;
end;
For j:=1 to 50 do
nbos[j]:=0;
end;(*initialisation des variables*)

Procedure Calcul_x_frequence( var x:mat2);
VAR
i: integer;
begin
case choix1 of
2:begin
calcul_x(x);
end;
1:begin
calcul_frequence(x);
end;
end;
end;(* calcul de période de retour ou l'inverse*)

Procedure Lecture;
Var
i : integer;
verite:char;
Begin
Repeat
Clrscr;
gotoxy(5,5);
write('Entrer la taille de votre echantillon : ');
readln(nbrane);
gotoxy(5,8);
write('Entrer la tolerance pour le calcul d_integral : ');
readln(tol);
For i:=1 to nbrane do
begin
gotoxy(10,11+i);

```

```

write('donmax[', i , ']= ');
  readln(donmax[i]);
end;
write('Desirez-vous corriger vos donnees,o/n ,
si oui tapez o : ');
readln(verite);
until verite<>'o';
end;(* saisi des données de l'échantillon*)

Procedure affichage_tri;
Var
  i:integer;
begin
  clrscr;
  for i:=1 to nbrane do
  begin
    gotoxy(5,4+i);
    write(donmax[i]:4:0);
  end;
end;(*affichage de l'échantillon ordonné*)

Procedure test_khi_deux;
Var
  i,p :integer;
  khi,h :real;
begin
  clrscr;
  khi:=0;
  gotoxy(5,2);
  write('Entrez votre seuil de confiance : ');
  readln(seuil);
  h:=trunc(nbrane/5);
  gotoxy(5,8);
  write('Entrer un nombre de classe compris
entre 3 et' , h:2:0 );
  readln(beta);
  case menu of
  1:khi11_log_pearson(beta,nbrane,donmax);
  2:khi11_log_pearson(beta,nbrane,donmax);
  3:khi11_log_pearson(beta,nbrane,donmax);
  4:khi11_gumbel_frechet(beta,nbrane,donmax);
  5:khi11_gumbel_frechet(beta,nbrane,donmax);
  end;(*case*)
  for i:=1 to beta do
  khi:=khi+SQR(nbos[i]-nbrane/beta)/(nbrane/beta);
  write('khi=' ,khi); delay(1000);
  p:=menu;menu:=7;
  eulere;eul:=euler;
  menu:=6;
  calcul_square(seuil);
  menu:=p;
  if khi<deux then
  begin
    clrscr;
    gotoxy(5,10);
    write('le test de khi-deux pour cette loi est positif');
    gotoxy(10,12);
    write('La loi est acceptée ');
  end
  else
  begin
    clrscr;
    gotoxy(5,10);
    write('Le test de khi-deux pour cette loi est négatif ');
    gotoxy(10,12);
  end;
end;

```

```

write('La loi est à rejeter ');
end;
end;(*test de khi-deux*)

Procedure Affichage_x_frequence;
var
i:integer;
begin
CASE choix1 of
1:begin
gotoxy(10,2);
write('RESULTAT ');
gotoxy(5,5);
writeln('débit           periode de retour ');
for i:=1 to bibi do
begin
gotoxy(5,6+i);
write(valeur[i]:4:1,'           ',frequence[i]:3:0);
end;
end;
2:begin
gotoxy(10,2);
write('RESULTAT');
gotoxy(5,5);
writeln('période de retour           débit ');
for i:=1 to bibi do
begin
gotoxy(8,6+i);
write(valeur[i]:3:0,'           ',debit[i]:4:1);
end;
end;
end;(*case*)
end;(*affichage des résultats de
calcul de période de retour*)

Procedure choix_de_test;
VAR
choix,i:integer;
ch:char;
begin
repeat
Clrscr;
gotoxy(10,5);
writeln('Faites votre choix de test: ');
gotoxy(10,8);
writeln('1-test de kolmogorov-simirnov');
gotoxy(10,10);
writeln('2-test de khi deux');
gotoxy(10,12);
write('3-Calcul d_une période de retour ou d_un débit ');
gotoxy(12,15);
write('Taper le numero correspondant à votre choix: ');
readln(choix);
case choix of
1:test_kolmogorov;
2:test_khi_deux;
3:begin
clrscr;
gotoxy(10,5);
write('Faites votre choix :');
gotoxy(12,8);
write('1-Calcul de la periode de retour ');
gotoxy(12,10);
write('2-Calcul du débit connaissant la
periode de retour');

```

```

gotoxy(14,15);
write('Taper le numéro correspondant à votre choix: ');
readln(choix1);
Clrscr;
write('entrer le nombre d_evenements à calculer: ');
readln(bibi);
clrscr;
Writeln('Entrer les periodes de
retour ou les débits suivant le cas: ');
for i:=1 to bibi do
begin
write('valeur['i,']= ');
readln(valeur[i]);
end;
calcul_x_frequence(valeur);
clrscr;
affichage_x_frequence;
end;
end;(*case*)
gotoxy(10,20);
writeln('Voulez vous faire essayer le second test?o/n!');
write('si oui taper o : ');
readln(ch);
until ch<>'o';
end;(* choix du test et calcul de période de retour*)

```

```

BEGIN
Initialisation;
station;
lecture;
tri;
Affichage_tri;
continue;
Means(donmax,nbrane);
Affichage_parametres;
continue;
repeat
affichage_menu;
affichage_para_de_loi;
continue;
choix_de_test;
write('voulez vous assayer une autre loi? o/n
si oui taper o: ');
read(good);
until good<>'o';
END.

```

PROGRAMME DE CALCUL DES CARACTERISTIQUES DU BASSINS

```
Program TEMCOMP;
Uses Crt,printer,dos;

CONST
Resultat='Différents temps de concentration : ';
Unite='minutes';

VAR
temps_ventura,temps_passini,temps_Kirpich,temps_Giandotti,
surface, pente, longueur,denivele,vitesse,temps,perimetre,
somme_cours,indice_Horton,indice_Gravelus,indice_miller,
densite_drainage, longueur_rect,largeur_rect,
indice_pente :real;
q :char;

Procedure initialisation;
begin
temps:=0;surface:=0;longueur:=0;denivele:=0;
pente:=0;
vitesse:=0;
end;(*initialisation*)
Procedure SAISI;
Var
reponse :char;
begin
Repeat
Clrscr;
Gotoxy(10,5);
write('Donner la surface du bassin (en km2): ');
readln(surface);
gotoxy(10,7);
write('Donner la longueur du cours d'eau principal (km): ');
readln(longueur);
gotoxy(10,9);
write('Donner la dénivélée du bassin (en m): ');
readln(denivele);
gotoxy(10,11);
write('Donner la pente (en %) si vous avez, sinon taper 0 :');
readln(pente);
gotoxy(10,13);
write('Donner le perimetre du bassin en (km): ');
readln(perimetre);
gotoxy(10,15);
write('Donner La somme totale des longueurs des cours d'eau:');
readln(somme_cours);
gotoxy(15,19);
write('Voulez-vous faire des corections? o/n ');
readln(reponse);
until reponse<>'o';
end;(*saisi*)

Procedure Horton(Var s,l : real);
begin
indice_horton:=s/sqr(l);
end;
```

```

Procedure Gravelus(Var s,p:real);
Begin
  indice_gravelus:=0.28*p/sqrt(s);
end;

Procedure miller(VAR s,p:real);
begin
  indice_miller:=4*3.14*s/sqr(p);
end;

Procedure densite ( VAR s,l :real);
Begin
  densite_drainage:=l/s;
end;

Procedure rectangle ( VAR s : real);
VAR
  fx1,fx2 : real;
Begin
  fx1:=sqrt(1-sqr(1.12/indice_gravelus));
  fx2:=indice_gravelus*sqrt(s)/1.12;
  Longueur_rect:=fx2*(1+fx1);
  Largeur_rect:=fx2*(1-fx1);
End;(*rectangle equivalent*)

Procedure indice_global;
begin
  indice_pente:= denivele/longueur_rect;
end;

Procedure Ventura(var s,l,h,i:real);
Begin
  if i=0 then
    temps_ventura:=76.3*(sqrt(s)/sqrt(100*h/(1000*l)))
  Else
    temps_ventura:=76.3*(sqrt(s)/sqrt(i));
end;(*formule de Ventura*)

Procedure Passini(var s,l,h,i :real);
Var
  fp :real;
Begin
  fp:=exp(ln(l*s)/3);
  if i=0 then
    Temps_passini:=64.8*fp/sqrt(100*h/(1000*l))
  Else
    Temps_passini:=64.8*fp/sqrt(i);
End;(*fformule de passini*)

Procedure Kirpich( Var l,h :real);
Var
  fk,ek : real;
Begin
  fk:=exp(0.77*ln(1000*l));
  ek:=exp(-0.385*ln(h/(1000*l)));
  temps_kirpich:=0.01947*fk*ek;
End;(*formule de Kirpich*)

Procedure Giandotti(VAR s,l,h :real);
Var
  gk:real;
Begin
  gk:=76*(4*sqrt(s) +1.5*l);
  temps_Giandotti:=gk/sqrt(h);

```



```

End>(*Formule de Giandotti*)

Procedure Affichage1;
Begin
  Clrscr;
  Gotoxy(5,5);
  write(resultat);
  gotoxy(7,8);
  write('La formule de Ventura donne un temps de:,
temps_ventura:5:0);
  writeln(unite:8);
  gotoxy(7,10);
  write('La formule de Passini donne un temps de :,
temps_passini:5:0);
  writeln(unite:8);
  gotoxy(7,12);
  write('La formule de Kirpich donne un temps de:',
temps_kirpich:5:0);
  writeln(unite:8);
  gotoxy(7,14);
  write('La formule de Giandotti donne un temps de:',
temps_giandotti:5:0);
  writeln(unite:8);
End>(*affichage*)

Procedure Affichage2;
Begin
  Clrscr;
  GOTOxy(5,5);
  write('          Paramètres du bassin versant : ');
  gotoxy(7,8);
  Write('Surface du bassin en km2 ..... ',surface:5:1);
  gotoxy(7,10);
  write('Compacité de Gravelus..... ',indice_gravelus:3:2);
  gotoxy(7,12);
  write('Compacité de Horton..... ',indice_horton:3:2);
  gotoxy(7,14);
  write('Compacité de Miller..... ',indice_miller:3:2);
  gotoxy(7,16);
  write('Longueur du rectangle équivalent en
km.',longueur_rect:4:1);
  gotoxy(7,18);
  write('Largeur du rectangle équivalent en
km',largeur_rect:4:1);
  gotoxy(7,20);
  write('Indice de pente global Ig en
m.km-1',indice_pente:4:2);
  gotoxy(7,22);
  write('Dénivelée en.....',denivele:4:1);
  gotoxy(7,24);
  write('Densité de drainage en km/km2. ',densite_drainage:4:2);
End;

BEGIN
initialisation;
saisi;
ventura(surface,longueur,denivele,pente);
Passini(surface,longueur,denivele,pente);
Kirpich(longueur,denivele);
Giandotti(surface,longueur,denivele);
Horton(surface,longueur);
Gravelus(surface,perimetre);
Miller(surface,perimetre);
densite(surface,somme_cours);
rectangle(surface);

```

```
indice_global;  
affichage2;delay(1000);  
gotoxy(5,25);  
write('Appuyer sur une touche pour continuer : ');  
read(q);  
affichage1;  
END.
```