

DÉVELOPPEMENT ET PROPAGATION HYDROLOGIQUE DE LA CRUE MAXIMALE
PROBABLE POUR LE BARRAGE PROPOSÉ DE MANANTALI DANS
LE BASSIN VERSANT DU FLEUVE SÉNÉGAL

UTAH STATE UNIVERSITY
Logan, Utah
1984

TABLE DES MATIÈRES

	Page
LISTE DES TABLEAUX.....	iv
LISTE DES FIGURES.....	v
SOMMAIRE.....	vi
Chapitre	
I INTRODUCTION.....	1
Documentation.....	1
Objectif.....	4
Étendue de l'Étude.....	5
II REVUE LITTÉRAIRE.....	8
Rapports Précédents du Bassin Versant du	
Fleuve Sénégal.....	8
Modèles et Processus Hydrologiques.....	9
Précipitation Maximale Probable.....	14
III DONNÉES DISPONIBLES.....	16
Cartes Topographiques.....	16
Données de Précipitation et d'Évaporation.....	16
Enregistrements de Débits.....	18
Caractéristiques du Barrage et du Réservoir.....	20
IV DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE HYDROLOGIQUE.....	23
Introduction.....	23
Description Générale.....	25
Description des Composantes.....	28
MAIN.....	28
RUNOFF.....	28
ROUTE.....	31
RESVOR.....	33
SUM.....	35
ERROR.....	36
DTCURV, APPROX et INTERP.....	37
Calibration et Vérification du Modèle.....	37
INPUT et OUTPUT.....	42

TABLE DES MATIÈRES (SUITE)

Chapitre		Page
	INPUT.....	42
	OUTPUT.....	43
V	DÉVELOPPEMENT DE LA PMP.....	45
	Introduction.....	45
	Analyse des Données de Précipitation.....	51
VI	APPLICATION DU MODÈLE ET RÉSULTATS.....	62
	Résultats de la Calibration.....	62
	Résultats de la PMP.....	64
	Application du Modèle.....	67
VII	SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	80
	Sommaire.....	80
	Conclusions.....	81
	Recommandations.....	83
	RÉFÉRENCES.....	86
	APPENDICES.....	91
	Appendice A. Modèle Hydrologique.....	92
	Programme du modèle.....	93
	Input-Output.....	111
	Appendice B. Passes de Calibration.....	127

LISTE DES TABLEAUX

Tableau		Page
1.	Tableau-résumé des données du Barrage Manantali.....	22
2.	Paramètres calibrés du modèle et résultats de la pondération de la précipitation selon la méthode de Thiessen.....	63
3.	Comparaison de la précipitation/ruissellement des crues utilisées pour la calibration.....	65
4.	Précipitation maximale mensuelle probable (mm) et distribution des tempêtes.....	66
5.	Sommaire des propagations des crues.....	69
6.	Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 208.0.....	72
7.	Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 206.0.....	73
8.	Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 204.0.....	74
9.	Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 202.0.....	75

LISTE DES FIGURES

Figure		Page
1.	Carte de localisation.....	2
2.	Bassin versant de la rivière Bafing.....	27
3.	Cartes des vents prédominants.....	46
4.	Isohyètes annuelles de précipitation (mm) sur le Bassin versant du fleuve Sénégal.....	48
5.	Déplacement annuel de l'ITCZ.....	49
6.	Courbes des précipitations cumulées pour le mois d'Août (mm).....	52
7.	Courbes des précipitations cumulées du 1 ^{er} au 10 Septembre 1965.....	54
8.	Distribution gamma pour la précipitation maximale mensuelle à Kita.....	56
9.	Courbes de durée-pourcentage.....	59
10.	Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 208.0.....	76
11.	Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 206.0.....	77
12.	Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 204.0.....	78
13.	Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 202.0.....	79

SOMMAIRE

Développement et Propagation Hydrologique de la Crue Maximale Probable pour le Barrage Proposé de Manantali dans le Bassin Versant du Fleuve Sénégal

L'objectif de ce projet était de développer et propager la crue maximale probable pour le Barrage de Manantali à l'intérieur du Bassin versant du fleuve Sénégal, dans l'Ouest Africain. L'étude était divisée en deux principales sphères de recherche: 1) la formulation et la calibration d'un modèle hydrologique de précipitation-débit-propagation, et 2) une estimation de la précipitation maximale probable.

La valeur de la précipitation a été entrée dans le modèle de façon à développer la crue maximale probable. Un nombre de propagations à travers le réservoir ont été effectuées pour différentes conditions initiales d'humidité dans le sol et pour différents niveaux du lac. Les résultats de ces propagations ont été analysés pour déterminer la capacité du réservoir qui serait en mesure de passer sécuritairement et d'atténuer de grandes crues. Les passes ont été également révisées par rapport à leur lien avec l'opération du barrage durant des conditions de crues.

(135 pages)

CHAPITRE I

INTRODUCTION

Documentation

Le fleuve Sénégal est le second plus grand fleuve de l'Afrique de l'Ouest. Ses eaux originent des pluies déversées sur les Monts Fouta Djallon et la rivière se déverse dans l'Océan Atlantique, près de Saint-Louis, au Sénégal (Figure 1). Le fleuve se taille un chemin en parcourant un trajet approximatif de 1800 km de long et draine une superficie d'environ 290,000 kilomètres carrés (Sénégal Consult, 1970). La surface de drainage est localisée dans quatre pays: la Guinée, le Mali, la Mauritanie et le Sénégal.

Le fleuve Sénégal a été l'objet d'études pour son développement potentiel depuis 1935 lorsque la Mission pour l'Aménagement du Sénégal (M.A.S.) a été formée (U.S. Bureau of Reclamation, 1979). Plusieurs études ont été faites au fil des années, identifiant les projets réalisables et avantageux. En 1972, le Programme de Développement du fleuve Sénégal s'est retrouvé sous la direction d'un organisme international de planification, l'Organisation pour la Mise en Valeur du Fleuve Sénégal (OMVS). L'OMVS a été formée pour planifier et implanter le développement des ressources hydrauliques du Bassin versant du fleuve Sénégal. Les pays membres de l'organisation sont le Mali, la Mauritanie et le Sénégal.

Jusqu'à présent, les plans de développement du Bassin versant du fleuve Sénégal comprennent la construction de deux barrages le long du fleuve,

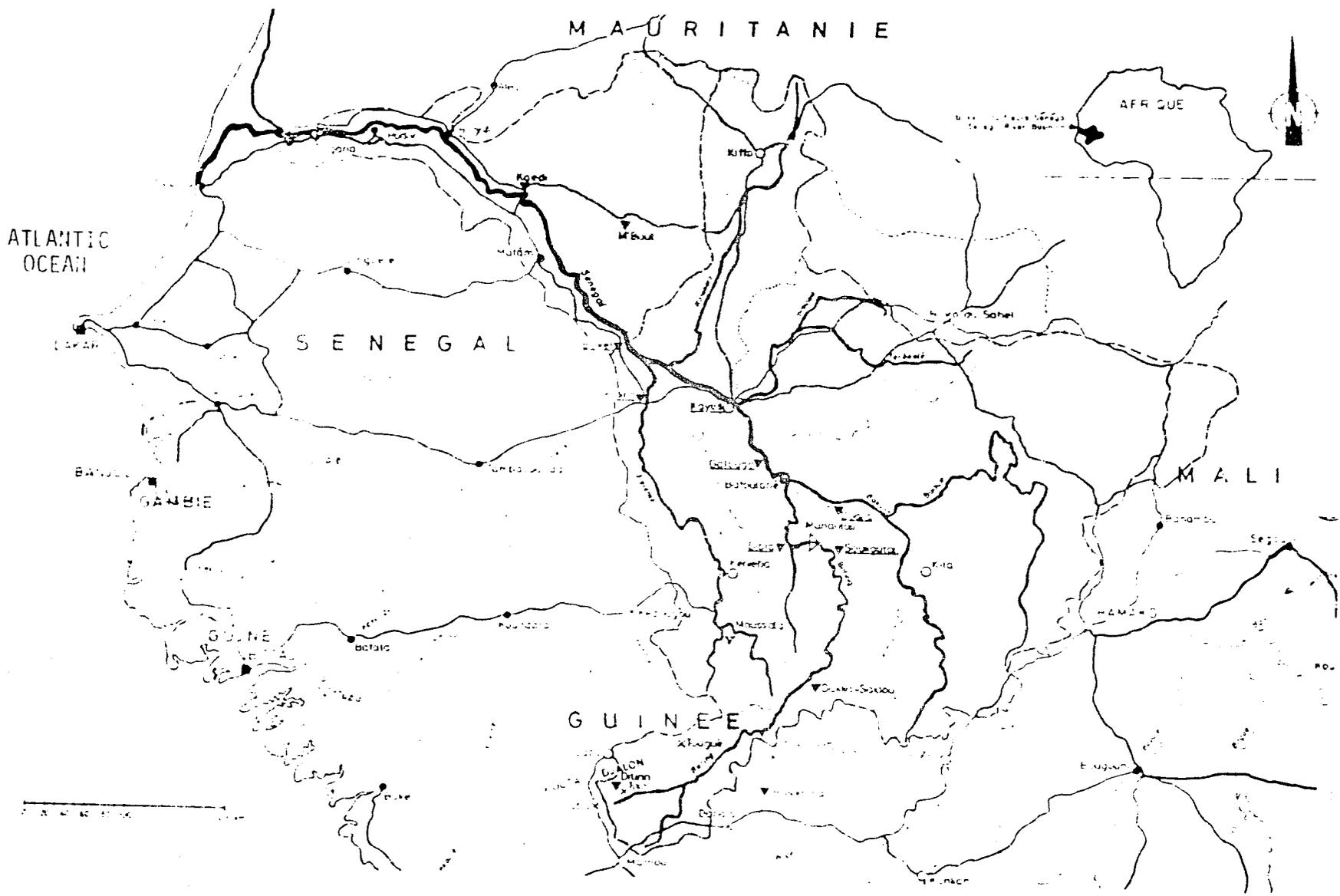


Figure 1. Carte de localisation (Groupement Manantali, 1977).

pour buts d'irrigation, d'approvisionnement hydrique domestique et industriel, de contrôle des crues, d'énergie hydro-électrique et de navigation. Le Barrage Diama est un barrage de détournement bas et une barrière contre l'eau salée de l'océan situé près de l'embouchure du fleuve Sénégal. Le Barrage Manantali, situé à quelques 1200 km en amont à partir de l'océan sur la rivière Bafing, est conçu comme étant une structure à multiples usages.

En ce qui a trait à la contribution en écoulement, la rivière Bafing est le tributaire principal du fleuve Sénégal. Son Bassin versant couvre 38,000 km carrés (18 pour cent de la superficie totale de drainage) et il transmet quand même plus de la moitié de l'écoulement annuel (Gannett, Fleming, Corddry et Carpenter, 1980). La rivière est située dans une région appelée le Haut Bassin et peut être caractérisée par des pentes raides, des rapides et des chutes. Les conditions topographiques de la vallée de la rivière Bafing, en amont du site du Barrage Manantali, se prête naturellement à la création d'un grand réservoir d'emménagement. Le réservoir recevra des arrivées d'eau en provenance d'une superficie de 27,800 km carrés.

Quatre études principales sur la faisabilité et la conception du Barrage Manantali ont été complétées. Ce sont:

1. Rapport d'expertise sur la Faisabilité de la Régularisation du Fleuve Sénégal - Conception d'un Système de Planification de l'Aménagement Hydraulique à l'intérieur du Haut Bassin versant du Fleuve Sénégal. (Sénégal-Consult, 1970).

2. Programme Intégré de Développement du Bassin versant du Fleuve Sénégal. (Norbert Beyrard, 1974).

3. Une Étude par des experts de la République de Chine.1975 (rapport verbal).

4. Étude d'Exécution du Barrage et de l'Usine Hydroélectrique de Manantali. (Groupement Manantali, 1977).

Un critère de conception qui n'était pas explicité en détail dans les rapports ci-haut est le développement et la propagation hydrologique de la crue maximale probable (CMP) sur la rivière Bating.

Objectif

L'objectif principal de cette étude était de développer et faire la propagation de l'hydrogramme d'entrée de la crue maximale probable (CMP) au Réservoir Manantali. La CMP est utilisée en premier lieu pour déterminer la capacité du déversoir requise pour décharger le débit de pointe de la crue sans causer de dommage majeur au barrage lui-même.

Bien que la conception du barrage a été finalisée avant d'entreprendre cette étude, le projet s'est poursuivi pour servir de vérification sur la conception actuelle de l'évaluateur de crues du Manantali et dans le but de suivre les recommandations et pratiques standards d'agences telles le U.S. Bureau of Reclamation et le World Meteorological Organization (WMO).

De plus, il a été désiré de déterminer les effets de variations du niveau d'eau initial du réservoir sur le débit de pointe. Les résultats pour chacune des conditions pourraient fournir des données d'entrée à des études d'opérations hydrologiques qui seront menées dans une phase ultérieure du Projet du Fleuve Sénégal.

Étendue de l'Étude

Le projet a été divisé en deux principales sphères de recherche: a) le modèle de Précipitation-Ruissellement-Propagation, et b) l'estimation de la précipitation maximale probable (PMP).

Dans le but de rencontrer les objectifs du projet, les tâches suivantes ont été réalisées:

1. REVUE LITTÉRAIRE - Une revue générale des rapports existants complétés concernant le Programme de Développement du Bassin versant du fleuve Sénégal a été menée. Ces rapports ont été considérés comme étant la source majeure de données pour le projet. La revue incluait également la recherche des méthodes hydrologiques de modélisation et d'estimation de la PMP. Ces références incluaient des livres, manuels, dossiers professionnels et contacts individuels.

2. CUEILLETTE DES DONNÉES - Les données hydrologiques-hydrauliques extraites des rapports du projet disponibles ont fourni une base de données respectable. Des données supplémentaires concernant les enregistrements de précipitation ont été obtenues grâce à la coopération du personnel de l'OMVS.

3. DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE - Dans le but d'établir l'hydrogramme d'entrée de la CMP, un estimé de la précipitation en excès (ruissellement) et de sa répartition temporelle était requis (voir Tâche 4). Le développement d'un modèle hydrologique a été rendu nécessaire pour transformer ce ruissellement en des hydrogrammes d'entrée et de sortie de la CMP au niveau du Barrage Manantali. L'application de processus de précipitation-ruissellement pour prédire la précipitation en excès, la propagation le long du cours d'eau pour tenir compte de l'emmagasinement

du bassin et du temps de concentration et la propagation à l'intérieur du réservoir afin d'atténuer l'hydrogramme ont été utilisés dans le modèle. La calibration et la vérification du modèle hydrologique étaient nécessaires avant qu'il puisse être appliqué à la superficie délimitée par le projet.

4. FORMATION DE LA PMP - La crue maximale probable constitue le résultat de la précipitation maximale probable (PMP). Un estimé de la PMP a été réalisé en étudiant les tempêtes passées et les enregistrements de précipitation et en utilisant des méthodes reconnues de maximisation des tempêtes.

5. APPLICATION DU MODÈLE ET RÉSULTATS - Une fois les paramètres du modèle calibrés pour le Bassin de la rivière Bafing, la crue maximale probable a été calculée et propagée vers et le long du Réservoir Manantali. Un certain nombre de propagations ont été effectuées correspondant à différents niveaux initiaux d'eau dans le réservoir afin de déterminer la capacité du barrage de réduire les forts débits de pointe. Le déversement des débits de pointe et le niveau maximal du réservoir sont présentés pour chaque propagation.

6. SOMMAIRE ET CONCLUSIONS - Un sommaire de cette étude de même qu'une évaluation des résultats sont présentés. L'évaluation se concentre sur la capacité du déversoir et sur l'atténuation des débits de pointe par le Réservoir Manantali. Des suggestions concernant d'autres applications du modèle sont également présentées.

CHAPITRE II

REVUE LITTÉRAIRE

Rapports Précédents du Bassin versant du Fleuve Sénégal

Afin de nous familiariser avec le Projet du fleuve Sénégal, une revue des rapports existants en filière a été menée. Le contenu de ces rapports variait d'analyses hydrologiques aux pratiques agricoles, en passant par les études socio-économiques. Les rapports intéressant l'auteur de ce travail étaient ceux concernant les analyses du Barrage Manantali et les résumés des données de débits et de précipitations. Malheureusement, les rapports et références cités sur ce sujet n'étaient pas tous disponibles ou en filière. En plus de certains rapports manquants, la rédaction du matériel disponible en langue française a constitué un autre facteur limitatif à cette revue littéraire. Malgré ces facteurs, les rapports existants ont fourni la majorité des informations requises pour cette étude. De brefs résumés des rapports sélectionnés qui se sont avérés des plus bénéfiques au succès de cette étude sont ici présentés:

1. Rapport d'expertise sur la Faisabilité de la Régularisation du fleuve Sénégal - Conception d'un Système de Planification de l'Aménagement Hydraulique pour le Haut Bassin versant du fleuve Sénégal (Sénégal-Consult, 1970). Ce rapport, ultérieurement cité comme étant le Rapport du Sénégal-Consult, a été préparé par un groupe formé de quatre compagnies de génie-conseil. Il est constitué de deux parties. La première

partie est une étude préliminaire concernant la régularisation du fleuve Sénégal et la seconde présente une investigation d'un système de contrôle des débits en provenance des biefs d'amont du fleuve Sénégal. Le travail impliquait les choix d'emplacements et la détermination d'endroits possibles des structures de contrôle. Après avoir détaillé des analyses économiques et hydrauliques, le Sénégal-Consult recommandait l'emplacement du réservoir à Manantali comme ayant le plus grand potentiel de régularisation des débits du fleuve. Cette recommandation a été acceptée et réalisée à l'intérieur du stade initial du projet de développement. Les résultats des analyses sont présentés dans neuf volumes. Les volumes dont il a été le plus question dans cette présente étude étaient:

- | | |
|-----------|-------------------------------|
| Volume 2 | Topographie |
| Volume 3A | Hydrologie- Textes et Annexes |
| Volume 3B | Hydrologie- Appendices |

2. Étude d'exécution du Barrage et de l'Usine Hydroélectrique de Manantali (Groupement Manantali, 1977). Le Groupement Manantali est un consortium formé de trois organismes. Leur étude était divisée en trois phases: 1) conception du Barrage Manantali et rapport sommaire préliminaire; 2) préparation d'un plan préliminaire détaillé; et 3) sélection d'un entrepreneur et supervision des travaux. Les phases 1 et 2 sont présentées dans un rapport en plusieurs volumes, à partir desquels les sections Mission A.1.2 - Hydrologie et Mission A.2.2- Modèles physique et mathématique, se sont révélées les plus utiles.

3. Les rapports préparés par le U.S. Bureau of Reclamation (1975, 1976, 1979) pour le U.S. Agency for International Development ont four-

ni des estimations et évaluations détaillées concernant les études pertinentes sur le fleuve Sénégal et le Barrage Manantali. Non seulement ces rapports ainsi qu'un rapport d'évaluation de Riley (1976) ont fourni un sommaire traduit des rapports précédents, Mais ils contenaient également des recommandations pour des travaux ultérieurs, ce qui a incité à entreprendre la présente étude hydrologique.

4. Le rapport de Gannett, Fleming, Corrdry et Carpenter (1980) contient les informations de base nécessaires pour une bonne compréhension des ressources hydriques du Bassin versant du fleuve Sénégal. Il contient des descriptions générales du bassin, des discussions concernant le climat et les débits et il présente les résultats majeurs du rapport du Groupement Manantali.

Tel que mentionné précédemment, les rapports ci-dessus ne constituent pas l'ensemble des études qui ont été révisées. D'autres documents en filière ont été lus pour obtenir une compréhension globale des développements du Projet du Fleuve Sénégal.

Modèles et Processus Hydrologiques

Trois modèles actuels de précipitation-débit ont été examinés lors de la phase préliminaire de ce projet: HEC-1, le Modèle de Synthèse des Écoulements et de Régularisation d'un Réservoir (SSARR), et le Modèle de Stanford (SWM).

Le modèle d'Hydrogramme des Crues HEC-1 (U.S. Army Corps of Engineers, 1973) a été en premier lieu conçu en 1967 par Léo R. Beard et d'autres membres du personnel de l'Hydrologic Engineering Center. Il peut réaliser la plupart des calculs usuels d'hydrogrammes de crue. Le modèle n'est applica-

ble que pour une seule averse puisqu'aucune mesure concernant la récupération de la précipitation perdue durant les périodes de non précipitation n'est prévue. Les moyens de réaliser la propagation des crues à l'intérieur d'un réservoir n'étaient pas inclus dans la version HEC-1 de 1973, mais ils étaient disponibles dans le modèle HEC-5, le Reservoir System Operation and Flood Control. Les révisions du modèle en 1978, réalisées pour permettre des évaluations hydrologiques opportunes sur la sécurité de petits barrages n'appartenant pas au gouvernement fédéral, incluaient la possibilité de propager des hydrogrammes d'entrée au-travers d'un réservoir. Toutefois, le modèle requiert qu'une courbe complète des débits sortants soit incluse pour les divers scénarios de déversoirs car l'utilisateur est obligé de calculer cette courbe manuellement.

Le Modèle de Synthèse des Écoulements et de Régularisation d'un Réservoir, SSARR, (U.S. Army Corps of Engineers, 1975) a été initialement développé pour subvenir aux besoins de la North Pacific Division du U.S. Corps of Engineers. Les besoins étaient de fournir la simulation hydrologique mathématique d'analyse de systèmes, tels que requis pour la planification, la conception et l'opération d'ouvrages de contrôle hydrauliques. Le modèle réalise sensiblement les mêmes tâches que le HEC-1, par contre il n'est pas limité à une averse unique. Des développements dans le modèle ont apporté une versatilité dans les prévisions opérationnelles et les activités de gestion des cours d'eau. Il était conçu pour de grands bassins et a été appliqué pour divers bassins versants, notamment celui du fleuve Mékong, dans le sud-est de l'Asie (U.S. Army Corps of Engineers, 1971).

Crawford et Linsley (1966) ont conçu le Modèle de Stanford (SWM) pour

synthétiser un hydrogramme continu à la sortie d'un bassin versant. Chaque processus du cycle hydrologique est défini dans un modèle qui fournit un bilan détaillé de la conservation de la précipitation. Le modèle utilise une technique de propagation des crues pour transférer les débits d'entrées des cours d'eau vers la sortie du bassin versant. Cependant il ne peut pas faire la propagation des crues au-travers d'un réservoir.

En plus d'examiner les modèles précédemment mentionnés, l'auteur a expérimenté deux autres modèles de simulation, le TR-20 (U.S. Soil Conservation Service, 1973) et le DAMS-2 (U.S. Soil Conservation Service, 1971). Les deux modèles utilisent des informations sur l'utilisation des terres et du sol pour développer les hydrogrammes de crue. L'approche du SCS telle que décrite dans le "National Engineering Handbook" (U.S. Soil Conservation Service, 1972) est utilisée pour calculer le ruissellement superficiel. Ces deux modèles s'appliquent surtout à des petits bassins versants et ne fournissent pas beaucoup de flexibilité pour la propagation au-travers d'un réservoir avec déversoirs contrôlés.

Avec la venue des ordinateurs digitaux, plusieurs modèles mathématiques ont été développés pour la prédiction et la simulation des crues. Diverses méthodes décrivant les relations précipitation-débit, la propagation dans les canaux et au-travers d'un réservoir peuvent être trouvés dans la littérature. Ces méthodes sont des modèles déterministes aux modèles stochastiques, en passant par les modèles paramétriques et les modèles statistiques. La nature et l'étendue de cette étude ne justifie pas une revue littéraire complète de tous les processus et modèles. Cette tâche constituerait une grosse entreprise en elle-même. Dans ce qui suit est présenté une revue des méthodologies que l'auteur a examinées tout au long de la durée de l'é-

tude.

Les relations précipitation-débit ont été révisées à partir des livres de référence de Chow (1964), Linsley et al. (1975) et Viessman et al. (1977). Les méthodes de ruissellement utilisées dans les modèles HEC-1, SSARR et SWM ont également été examinées. Les relations établies entre la précipitation et les débits peuvent être grosso modo catégorisées comme suit: méthodes utilisant les volumes de ruissellement, celles estimant des débits de pointe et les méthodes de répartition temporelle du ruissellement.

La distribution temporelle implique l'utilisation de l'hydrogramme unitaire instantané (Clark, 1945). Nash (1957) a considéré un bassin versant comme étant formé de "n" réservoirs linéaires identiques et a propagé un débit instantané au-travers des réservoirs. Dooge (1959) a conçu un hydrogramme unitaire instantané pour un bassin versant en envisageant une suite alternée de canaux et réservoirs linéaires.

Les volumes de ruissellement peuvent être calculés par l'application d'un bilan hydrique tel qu'incorporé dans le Modèle de Stanford. Cette approche constitue le concept de base de l'hydrologie. Des corrélations entre la précipitation et le ruissellement en utilisant l'indice de précipitation antécédente ont été développées (Kohler et Linsley, 1951). Des relations empiriques (non révisées par l'auteur) corrélant deux ou trois variables au ruissellement sont également disponibles.

La propagation des crues, telle que définie par Fread (1981), est une méthode (modèle) mathématique de prédiction du changement d'amplitude et de célérité d'une onde de crue se propageant au-travers d'une rivière, d'un réservoir ou d'un estuaire. Dans ce rapport, une brève revue du développe-

ment de la propagation hydrologique et hydraulique des crues est présentée.

Durant la révision des techniques de propagation hydrologiques, les articles et manuels citaient plutôt fréquemment la méthode de Muskingum. Parmi les auteurs sélectionnés se trouvent le U.S. Army Corps of Engineers (1960); Carter et Godfrey (1960); Gill (1978); et Cunge (1969). Dans le modèle SSARR, le Corps of Engineers a appliqué une propagation avec incrémentation successive du stockage, connue sous le nom de stockage multiple. Le cours d'eau est visualisé comme une série de petits "lacs" qui représentent le délai normal du ruissellement à partir de l'amont jusqu'à des points situés en aval. Gilcrest (1950) décrit une procédure de propagation des crues du type R et D. Cette méthode est considérée plus avantageuse que la méthode de Muskingum lorsqu'une constante de stockage variable doit être considérée. La propagation des crues par le déplacement dans le temps d'un débit d'entrée moyen a été également utilisé pour approximer les formes des ondes de crue. Deux de ces méthodes sont la "Successive Average-Lag Method" (Tatum, 1941) et la "Progressive Average-Lag Method" (U.S. Army Corps of Engineering, 1935).

Tout comme pour la propagation le long d'un canal, la propagation au-travers d'un réservoir peut être évaluée en utilisant des méthodes hydrauliques et hydrologiques. Les méthodes hydrauliques, normalement appliquées aux canaux, a été utilisées avec succès pour la propagation au-travers d'un réservoir soumis à des conditions complexes d'écoulement transitoire. Le Tennessee Valley Authority (Garrison et al. 1969) a simulé le passage d'une onde de crue au-travers d'un réservoir proposé. Le modèle du National Weather Service Dam Break (Fread, 1982) a la possibilité d'utiliser des propagations dynamique ou de stockage. Toutefois,

pour des raisons d'économie et de commodité, les méthodes de propagation hydrologique sont plus fréquemment utilisées. La méthode de Puls modifiée est fréquemment revue dans la plupart des ouvrages d'hydrologie (Chow, 1964; Linsley et al. 1975; Viessman et al. 1977). La "Progressive Average-Lag Method", mentionnée plus haut a également été appliquée à la propagation d'un réservoir.

Précipitation Maximale Probable

La précipitation maximale probable (PMP) se définit comme étant la plus grande hauteur de précipitation correspondant à une durée météorologique donnée possible, tombant sur un bassin versant donné, à une période particulière de l'année. Une revue des raisons historiques du concept de la PMP et de son évolution aux États-Unis est donnée par Myers (1967).

Les procédures d'estimation de la PMP basées sur l'approche météorologique, ou traditionnelle sont décrites dans le "Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation" (World Meteorological Organization, 1973). Essentiellement, l'approche consiste en une maximisation de l'humidité et une transposition de tempêtes observées. Ces méthodes ont servi pour des projets spécifiques et pour une cartographie générale. (Voir les "Hydrometeorological Reports" No. 39-53, National Oceanic and Atmospheric Administration (1963-1982). Généralement, ces méthodes peuvent s'appliquer aux latitudes médianes pour des dimensions de bassins pouvant atteindre 50,000 km² mais sont considérées être inappropriées pour les tropiques, étant donné que la précipitation ne peut être reliée aux faibles fluctuations de l'humidité.

Hershfield (1965) a développé une méthode statistique d'estimation de

la PMP basée sur l'équation générale de fréquence (Chow, 1961):

$$X_t = X_n + K S_n$$

où

X_t = précipitation pour une période de récurrence t ,

X_n = moyenne d'une série de n maximum annuels,

S_n = écart-type d'une série de n maximum annuels, et

K = variable statistique

La valeur calculée de K a été de 15. L'application de cette méthode est démontrée dans le manuel WMO.

Jennings (1950) a enveloppé les valeurs ponctuelles maximales observées de la précipitation à travers le monde. Fletcher (1950) a subséquemment développé une équation pour envelopper la précipitation maximale aux États-Unis en se servant de la durée et de l'étendue des tempêtes.

Des procédures utilisant les trois méthodes ci-haut sont présentées par Koelzer et Bitoun (1964). Les auteurs concentrent leur attention sur des régions avec données hydrologiques limitées, en particulier des régions à l'extérieur des États-Unis. Par ailleurs, un point de vue différent du concept de la précipitation maximale probable pour calculer des crues est présenté par Benson (1973). Il cite que la méthode est sujet à de sérieuses critiques sur ses bases technique et éthique. Technique en raison des facteurs subjectifs dans les procédés de calculs et le manque de signification spécifique dans le résultat. Éthique parce qu'elle implique une conception qui est virtuellement dépourvue de risques.

CHAPITRE III

DONNÉES DISPONIBLES

Cartes Topographiques

La cartographie complète du Bassin versant du fleuve Sénégal a été réalisée par l'Institut Géographique National (IGN) (France). Les cartes avec échelle de 1:500,000 pour la presque totalité du bassin et avec échelle de 1:200,000 pour tout le bassin au-dessus de la ville de Bakel étaient disponibles auprès du Sénégal-Consult. Puisque les cartes existantes n'étaient pas appropriées pour un travail détaillé, le Sénégal-Consult a entrepris la cartographie des régions du réservoir et des sites des barrages à une plus grande échelle.

Seulement quelques-unes de ces cartes sont incluses dans le Rapport du Sénégal-Consult - Volume 2, Topographical Data. Les cartes disponibles pour ce projet couvraient 74 pour cent de la superficie de drainage en amont du site du Barrage Manantali. 49 pour cent de cette région était cartographiée à l'échelle 1:600,000 et couvrait la partie inférieure du Bassin versant. La superficie restante (51 pour cent) était cartographiée à l'échelle de 1:200,000. Quoique non complètes, ces cartes ont été suffisantes pour délimiter les sous-bassins et fournir les données d'entrées pertinentes au modèle.

Données de Précipitation et d'Évaporation

Les stations d'observation sur et en périphérie du Haut Bassin du fleu-

ve Sénégal sont présentées dans le Volume 3A- Annexe 3.07 du Rapport du Sénégal-Consult (1970). On retrouve:

- . 11 stations synoptiques (stations climatologiques majeures de la région).
- . 18 stations climatologiques (stations auxiliaires)
- . 52 stations de précipitation

Concernant les stations localisées au Mali, les valeurs de précipitations journalières et mensuelles ont été obtenues pour toutes les années d'enregistrement jusqu'en 1965 (ORSTOM, 1966). La seule référence d'enregistrement des précipitations était les données du Mali. Huit stations uniquement étaient pertinentes à l'étude. Les stations utilisées pour l'analyse ont été:

<u>Nom</u>	<u>Années de Données</u>
Bafing Makana	3
Bafoulabe	34
Bamako-Aero	45
Falea	9
Guene-Gore	10
Kenieba	24
Kita	35
Sagabari	7

Le National Center of Atmospheric Research (NCAR) possède les données climatologiques mensuelles de surface pour toutes les stations (globales) à l'intérieur du réseau du WMO jusqu'en 1980 disponibles sur deux rubans magnétiques. Ces rubans ont été obtenus de George H. Hargreaves, Directeur de Recherche au Centre International d'Irrigation de l'Université d'État

de l'Utah, et les données pour l'étude ont été transférées sur copie. Quoique plusieurs anomalies existaient dans les enregistrements, les données ont été utiles pour l'analyse de la précipitation maximale probable.

Les cartes annuelles des isohyètes de précipitation et certaines cartes mensuelles se retrouvent dans les Rapports du Sénégal-Consult et du Groupement Manantali. Des données d'évaporation ont été enregistrées sur le Bassin versant du fleuve Sénégal pour au moins 20 années en plusieurs endroits. Les taux d'évaporation des surfaces d'eau libre ont été recueillis à partir d'évaporimètres de type Piché, du bac d'évaporation de type Colorado et estimés à partir de l'équation de Penman (Sénégal-Consult, Volume 3A, 1970). Ces données pour des stations choisies sur une base annuelle ou mensuelle sont présentées dans le Rapport du Sénégal-Consult.

Enregistrements de Débits

Pour étudier le régime d'écoulement du Haut Bassin, l'équipe du Sénégal-Consult a examiné plusieurs mesures d'écoulement et enregistrements provenant de diverses jauges. Leur analyse détaillée des données a mené à une réduction considérable de la liste. Les enregistrements finalement utilisés pour leur étude sont présentés dans la section 4.2.2 du Volume Hydrology. Une description des stations de jaugeage est présentée aux Appendices du Volume Hydrology.

Les équations de corrélation et coefficients calculés pour estimer les débits manquants dans les données actuelles sont également inclus dans les Appendices. Ces corrélations sont limitées aux débits mensuels et annuels. Un sommaire de ces valeurs de débit pour les années 1903 à 1968 est présenté pour 12 stations de jaugeage situées sur l'ensemble du Haut Bassin du fleuve Sénégal, en particulier les stations de Dibia, Soukoutali et Dakka-Saidou,

localisées le long de la rivière Bafing (voir la Figure 1).

Des analyses de fréquence sur les 66 années d'enregistrements disponibles (1903-1968) ont été menées par le Sénégal-Consult pour les valeurs de débits de pointe et les volumes de ruissellement. La distribution de probabilité de Gauss-Gibrat a été utilisée pour estimer les débits de pointe et les volumes de crue.

Les hydrogrammes de crue enregistrés dans quatre stations de jaugeage: Bakel, Galougo, Dibia et Gourbassi, et pour six années de données sont inclus dans le Rapport du Sénégal-Consult. Ces figures ont fourni l'unique source de mesure de débits journaliers qui se sont avérées utiles pour l'étude entreprise. Un rapport publié par ORSTOM (Rochette, 1965) fournit les débits journaliers du fleuve Sénégal pour 1903 à 1965 à Bakel, Matam et Dagan (voir Figure 1). Toutefois, ces stations sont situées en aval du lieu d'étude et n'ont donc pas directement été utilisées dans les analyses réalisées par l'auteur.

Le projet mené par le Groupement Manantali rapporte des types de données hydrologiques similaires à celles rapportées par le Sénégal-Consult. Des équations de régression linéaire pour les débits ont été déterminées pour compléter les enregistrements jusqu'en 1977. Il existe des différences entre les deux ensembles de données de régression mais il n'en résulte que des différences mineures sur les débits de crue calculés.

Une distribution de type Pearson III a été utilisée pour l'analyse des fréquences menée par le Groupement Manantali. Une comparaison des débits associés à des fréquences particulières montre que les valeurs du Sénégal-Consult sont considérablement plus grandes que celles calculées par le Groupement Manantali.

Les hydrogrammes des années 1966-1977 pour la station Soukoutali et 1951-

1977 pour Dibia sont fournis dans la partie hydrologique (Mission A.12) de l'étude du Groupement Manantali. Quoique ces hydrogrammes représentent une énorme quantité de données, les échelles sont telles que les débits journaliers ne peuvent pas être interpolés des graphiques.

D'autres données historiques et évaluations sont présentées et discutées dans les deux rapports (Sénégal-Consult et Groupement Manantali). Ces informations, même si elles n'ont pas été directement utilisées, ont fourni une connaissance valable pour la compréhension des caractéristiques hydrologiques du Bassin de la rivière Bafing.

Caractéristiques du Barrage et du Réservoir

Les plus récentes données pertinentes sur la conception du barrage et sur le réservoir ont été tirées du Rapport du Groupement Manantali (1979). Dans la Mission A.2.2, Modèles physique et mathématique, les descriptions complètes du système de déversoir et des courbes d'élévation-débit sont rapportées. Le déversoir est constitué de 8 ouvertures vannées ayant chacune 9 x 6.5 mètres, destinées aux déferlements d'urgence, et de 7 vannes de 3.8 x 4.8 mètres utilisées pour les opérations habituelles du réservoir. À l'intérieur de l'appendice à la Mission A.2.2 se trouvent les courbes d'élévation-débit pour une vanne correspondant à chacun des déversoirs principal et d'urgence, présentées sous forme de familles de courbes pour différentes élévations des vannes.

Les courbes d'élévation-superficie et d'élévation-stockage présentées à l'intérieur du Volume 7 du Rapport du Sénégal-Consult ont été utilisées comme entrée à la procédure de propagation du réservoir développé dans le modèle hydrologique.

Un sommaire tiré du rapport de l'OMVS (1979) est inclus au Tableau 1 dans le but de fournir au lecteur des données lui permettant de développer une meilleure compréhension de l'ensemble du Projet du Barrage Manantali.

Tableau 1. Tableau-résumé des données du Barrage Manantali (tiré de l'OMVS, 1979).

MANANTALI DAM

ANALYTIC DATA SHEET

I - DAM SITE

The Manantali dam site is on the Bafing river, one of the major tributaries of the Senegal river and is located 90 km South-East from Bafoulabe, in the Republic of Mali.

II - PROJECT OBJECTIVES

Exhaustive studies conducted by the OMVS have shown that in order to achieve the fundamental objectives of integrated development of the Senegal river basin resources, a regulated 300 m³/sec. river flow should be secured from the start.

The Manantali dam, as it has been designed, is the work that best meets this prerequisite. Its construction will satisfy the following multiple purposes:

- irrigation of 255 000 ha of land in the valley;
- year round navigability of the Senegal river between Saint-Louis and Kayes, by securing a 100 m³/sec flow that could be recovered in the river mouth area for the irrigation of an additional 120 000 ha;
- a firm 800 GWh/year electric power generation;
- the development at a later date of two downstream hydro-electric production sites that would double the capacity of the Manantali plant;
- abatement of the crest in order to reduce sufficiently the 1 000 year and 100 year flood to respectively the present 100 year and 10 year flood crests, and thus ensure protection of the population centres and of the crops cultivated in the valley, and to reduce the cost of the embankments;
- the supply during a transition period of a 200 m³/sec. regulated flow and the

release for one month in August-September of a 2 500 m³/sec artificial flood to maintain optimal conditions for traditional

flood recession farming, pending expansion of irrigated agriculture throughout the Senegal river valley.

III - TECHNICAL CHARACTERISTICS

Dam: it is a dam of the combined type (flow regulation and hydro-electric power production) composed of a concrete structure in its middle part that houses all surfaces hydraulic structures, and of two lateral rock-filled dikes.

- length of the concrete structure	492.8 meters
- length of the rockfilled dikes	992.0 »
- maximum height above foundations	65 »
- normal water storage level	208.0 meters IGN
- water level corresponding to the 1 000 year flood	210.5 » »
- crest elevation	212.5 » »
- storage volume	11 billion m ³
- flood spillway - eight (8) 9 meter wide bays equipped with radial gates	
- penstocks - seven (7) 3.8 m x 4.8 bays equipped with radial gates	
- headworks - five 14 m x 15.4 m extended by five conduits of a 4.8 m diameter	

Power plant: The power plant will be constructed at the foot of the concrete dam buttresses.

a) Turbines

- design capacity	40 MW
- maximum discharge	113 m ³ /s
- normal head	40 to 53 m
- rotation velocity	150 r.p.m., 50 HZ
- diameter of runner	3.80 m

b) Generators

- unit capacity	46 MVA
- rotation velocity	150 r.p.m. 50 HZ
- normal voltage	20 pairs - 6 poles
- annual power production	13 800 volts
	● firm 800 GWh
	● maximal 180 to 200 GWh

c) Transformers

- capacity	46 MVA
- length	6.5 meters
- width	4.5 »
- height	6.0 »

CHAPITRE IV

DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE HYDROLOGIQUE

Introduction

La planification et le développement des ressources hydrauliques impliquent habituellement un barrage ou d'autres types d'ouvrages de contrôle. Pour la majorité des projets, tel le Barrage Manantali, le critère de sécurité devrait être suffisamment sévère pour garantir un projet sécuritaire et sans dangers. C'est pour ces raisons que les structures hydrauliques de tels projets doivent être conçues pour opérer sous des conditions extrêmes. Une pratique standard est de concevoir le système de déversoir de façon à ce qu'il résiste à la crue maximale probable (CMP) sans dommages excessifs à la structure. La CMP résulte de la précipitation maximale probable PMP, qui pourrait survenir sur le bassin versant durant une tempête reflétant les conditions météorologiques les plus critiques considérées possibles pour une période particulière de l'année (Viessman et al. 1977).

Lors des études précédentes (Sénégal-Consult, 1970; Groupement Manantali, 1977) dirigées par l'OMVS, la crue de conception pour le Barrage Manantali était basée sur des analyses statistiques de données de ruissellement sur le Bassin du fleuve Sénégal. Les résultats de l'analyse prévoient le débit de pointe de conception associé à une période de récurrence de 10,000 années. Quoiqu'un niveau de probabilité n'est habituellement pas assigné à la PMP ou CMP, il est d'une pratique du génie généralement acceptée d'esti-

mer ces valeurs maximales probables en utilisant une période de récurrence de 10,000 années. Par conséquent, les méthodes précédentes et les résultats d'autres études sont considérés acceptables. Toutefois, pour servir de contrôle sur la conception actuelle du déversoir Manantali et pour suivre les pratiques standards (U.S. Bureau of Reclamation et World Meteorological Organization), la crue maximale probable (crue de conception) a été développée en se basant d'après le concept de la PMP (World Meteorological Organization, 1973).

Pour estimer le débit de pointe à partir de la PMP, il faut développer une relation entre la précipitation et le ruissellement subséquent pour le bassin particulier en considération. Lorsque cette relation est exprimée sous forme mathématique, un modèle est formé. Pour le Bassin de la rivière Bafing, à l'intérieur duquel le Barrage Manantali est localisé, aucun modèle de ce type n'existe ou a été appliqué. Par conséquent, il est apparu approprié d'appliquer un modèle hydrologique au Bassin de la rivière Bafing. Plusieurs modèles actuels peuvent être utilisés pour développer la CMP, tels le HEC-1 (U.S. Army Corps of Engineers, 1973), le SSARR (U.S. Army Corps of Engineers, 1975) et le modèle de Stanford (Crawford et Linsley, 1966). Ces modèles ont été examinés mais en raison de la disponibilité limitée des données sur le Bassin versant et la capacité limitée des ordinateurs disponibles pour l'OMVS, il a été décidé de construire un modèle plus spécifique au Bassin.

Un programme a été écrit en langage FORTRAN standard pour être compatible avec l'ordinateur digital de l'OMVS de type PDP-11. Le programme a été conçu pour simuler les processus de précipitation-débit sur de grands bassins versants à l'état naturel, tel le Bassin versant de la rivière Bafing. L'intention première du modèle était de déterminer la CMP pour le Bassin versant de

la rivière Bafing et de propager cette crue au-travers du Réservoir Manantali, utilisant les caractéristiques actuelles de conception du Réservoir (Groupement Manantali, 1979). Le modèle peut également servir à simuler les hydrogrammes de sortie pour de plus faibles crues et à aider à établir des règles d'opération pour rencontrer les exigences propres aux déferlements artificiels de crues durant les premières phases du Développement du Projet du fleuve Sénégal.

Description Générale

Le modèle incorpore trois composantes majeures de l'hydrologie. Ce sont la relation précipitation-débit, la propagation dans les canaux et la propagation des crues au-travers d'un réservoir. Un modèle est classé hydrologique lorsque l'on ne fait appel qu'à la conservation de la masse pour décrire la forme d'une onde de crue en progression vers l'aval. Étant donné la disponibilité limitée de données climatiques et hydrologiques détaillées, le modèle est basé sur des concepts et processus hydrologiques simples: avec une précipitation et un estimé des conditions d'humidité du sol donnés, la précipitation excédentaire est estimée en pourcentage de la précipitation totale. Ce pourcentage est obtenu d'après une courbe reliant le coefficient de ruissellement aux conditions d'humidité dans le sol. Une description plus détaillée est présentée plus loin dans ce chapitre sous la rubrique: Description des Composantes.

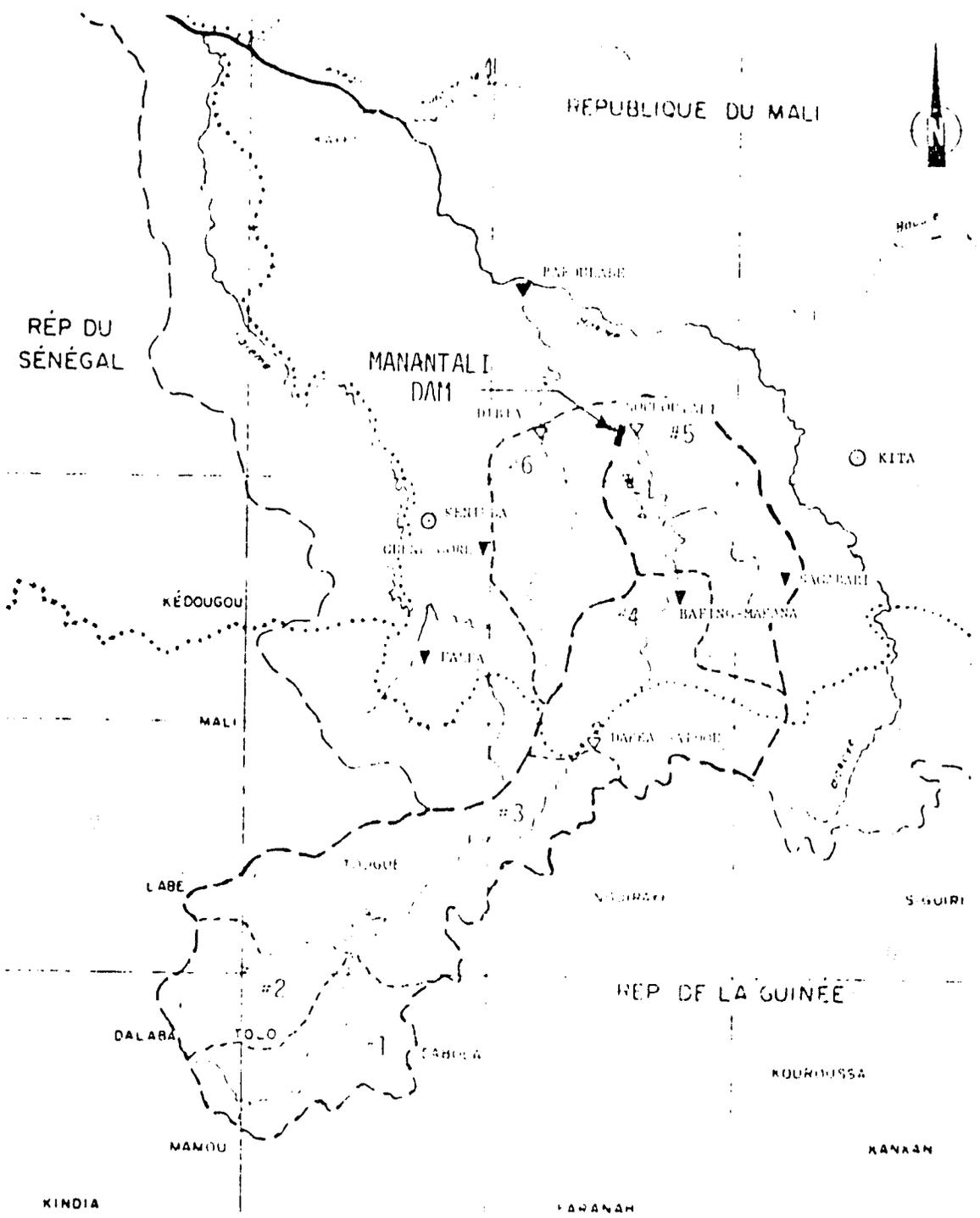
Les processus tels l'interception, le stockage dans les dépressions, l'infiltration et la percolation ne sont pas inclus dans le modèle. Durant de fortes crues, les impacts de tels processus ne surviennent en général que durant les premières heures de la tempête et ont très peu d'effet sur l'Hydrogramme de ruissellement d'un système d'averses qui peuvent durer plusieurs jours où

dont les intensités de précipitation sont significativement plus élevées que les limites supérieures de ces processus.

Le concept du modèle est de diviser le bassin versant d'intérêt en sous-bassins, de développer les hydrogrammes de ruissellement pour chaque sous-bassin, de combiner et propager les hydrogrammes le long des cours d'eau jusqu'à l'extrémité supérieure du réservoir, puis de propager l'hydrogramme de crue résultant au-travers du réservoir, ce qui donne l'hydrogramme de sortie en aval du barrage. La Figure 2 montre le Bassin de la rivière Bafing une fois divisé en sous-bassins pour ce projet.

La relation précipitation-débit est utilisée pour estimer la quantité de précipitation responsable de l'augmentation de l'écoulement en rivière. Cette quantité, également appelée ruissellement, est représentée sous forme d'un hydrogramme qui fournit des taux d'écoulement en fonction du temps. Après avoir calculé l'hydrogramme de ruissellement d'un bassin versant, les techniques de propagation le long des canaux sont appliquées pour tenir compte de l'emmagasinement à l'intérieur des canaux et du temps de résidence associé à la progression de l'hydrogramme de crue vers l'aval. Ces deux processus sont utilisés pour chaque sous-bassin du bassin versant considéré et la résultante constitue un hydrogramme d'entrée unique à l'extrémité amont du réservoir. Le processus de propagation hydrologique des crues au-travers du réservoir est utilisé pour atténuer et transférer l'hydrogramme d'entrée jusqu'au barrage, où la sortie est régularisée par le système de déversoirs.

Le programme informatisé appelé MAIN a été écrit sous forme modulaire. Toutes les composantes majeures du modèle sont regroupées en procédures ou (sous-routines) et l'ordre dans lequel elles sont appelées est fourni par



- ▽ Emplacement d'une jauge de débit
- Station climatologique
- ▼ Station pluviométrique
- Frontière d'un bassin
- - - Frontière d'un sous-bassin

Figure 2. Bassin versant de la rivière Bafing (d'après Sénégal-Consult 1970).

l'utilisateur par le biais d'un fichier d'entrée nommé SEQEXE.DAT (sequence of execution). Les trois principales procédures du programme sont RUNOFF, ROUTE et RESVOR. Cinq procédures supplémentaires sont également incluses: SUM, DTCURV, INTERP, APPROX et ERROR. Chaque composante est élaborée ultérieurement dans la prochaine section.

Description des Composantes

MAIN

MAIN fournit le contrôle central du modèle. Le type d'unités de mesure utilisées à l'intérieur de cette section du modèle (Anglais/Métrique) a été établi et les facteurs de conversion appropriés forment des variables constantes. La séquence d'exécution est lue durant le passage dans MAIN et un fichier de sortie est établi. Les trois procédures principales ainsi que SUM et ERROR sont contrôlés au-travers de MAIN.

RUNOFF

Cette procédure calcule la quantité de précipitation en excès pour un sous-bassin et transforme cette valeur en un hydrogramme de ruissellement à la sortie du sous-bassin. Les méthodes utilisées sont une combinaison des idées présentées à l'intérieur des modèles SSARR et HEC-1 (U.S. Army Corps of Engineers, 1973, 1975). En général, l'hydrogramme de ruissellement est calculé en se basant d'après un histogramme durée-volume du bassin qui représente la distribution volumique et temporelle du ruissellement total. Ces volumes sont convertis en débits et rangés dans un vecteur appelé QIN(I). Pour tenir compte du stockage du bassin et pour définir une forme à l'hydrogramme, un réservoir linéaire artificiel est imposé à l'exutoire du sous-bassin. Une propagation directe de type:

$$QOUT(I) = CQIN * QIN(I) + (1-CQIN) * QOUT(I-1) \dots \dots \dots (1)$$

est ensuite appliquée, où QIN(I) et QOUT(I) représentent respectivement les débits d'entrée et de sortie et CQIN est une constante de propagation. Le vecteur QOUT(I) contient maintenant l'hydrogramme de ruissellement du bassin.

Le paramètre CQIN est une constante de propagation qui est relié à l'intervalle de temps de propagation et à une constante d'atténuation pour le sous-bassin. CQIN doit être calibré pour chaque bassin versant où le modèle est appliqué. Des valeurs initiales du paramètre peuvent être obtenues à partir d'hydrogrammes connus, si disponible, en utilisant une procédure graphique. La procédure entièrement illustrée dans le Manuel de l'utilisateur pour HEC-1 (U.S. Army Corps of Engineers, 1973) consiste en la détermination du débit (Q) et de la pente (dQ/dt) de l'hydrogramme au point d'inflexion de la partie correspondant à la récession. Ces deux valeurs définissent une constante d'atténuation, R, ayant une dimension de temps.

$$R = -Q/(dQ/dt) \dots \dots \dots (2)$$

$$CQIN = \frac{2\Delta t}{2R + \Delta t} \dots \dots \dots (3)$$

Pour la rivière Bafing, une valeur de 1 jour a été prise pour Δt , qui est l'intervalle de temps de propagation.

Les valeurs de QIN(I) sont calculées en utilisant comme entrée deux tableaux caractérisant le sous-bassin et la quantité de précipitation atteignant le sol. Un des tableaux d'entrée, appelé courbe de durée-superficie (Linsley et al. 1975) définit la forme de l'histogramme durée-volume précé-

demment mentionné. La courbe de durée-volume est déterminée en subdivisant le sous-bassin en zones de temps séparées par des isochrones, ou lignes de temps de parcours égaux jusqu'à l'exutoire du bassin versant. La surface entre les isochrones est mesurée et un tableau est ensuite construit, représentant le temps de parcours par rapport à la surface cumulative de drainage. Les valeurs de l'histogramme durée-volume sont calculées en multipliant les ordonnées de la courbe durée-superficie par la précipitation excédentaire.

La seconde courbe d'entrée, représentant une relation entre le contenu en humidité du sol et le ruissellement (SMI-ROP), est définie et calibrée pour chaque sous-bassin. Les valeurs réelles de l'humidité du sol n'étant pas disponibles, par conséquent un indice d'humidité du sol a été utilisé dans le modèle. Le tableau définit une relation moyenne entre l'indice d'humidité du sol et le pourcentage de la précipitation qui contribue directement au ruissellement superficiel. L'utilisateur a l'option de définir 1-5 courbes pour représenter cette relation. Dans le cas où l'on prévoit que l'intensité de précipitation constituera un facteur majeur dans la détermination du coefficient du ruissellement, plusieurs courbes devraient être développées pour différents taux de précipitation.

Connaissant l'indice d'humidité antécédente du sol, appelé SMIT, le tableau SMI-ROP est entré et une valeur interpolée de ROP, appelée ROCOEF, est utilisée pour calculer la précipitation excédentaire, EXRAIN, qui contribue au ruissellement. Cette valeur de EXRAIN est lue en ordonnée sur la courbe de durée-superficie pour établir la valeur de $QIN(I)$. L'indice d'humidité du sol est ajusté à la fin de chaque intervalle de temps selon le procédé suivant:

$$\text{EXRAIN} = \text{TRAI}NT * \text{ROCOEF} \dots \dots \dots (4)$$

$$\text{INFILT} = \text{TRAI}NT - \text{EXRAIN} \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{SMIT}_{t+1} = \text{SMIT}_t + \text{INFILT} - \text{ET} \dots \dots \dots (6)$$

où

EXRAIN = précipitation excedentaire (mm/po)

TRAI NT = précipitation totale durant l'intervalle de temps (mm/po)

ROCOEF = coefficient de ruissellement associé à SMIT tel que défini par la courbe SMI-ROP

INFILT = quantité de précipitation présumément infiltrée dans le sol (mm/po)

SMIT = indice d'humidité du sol au début de l'intervalle de temps (mm/po)

ET = humidité perdue par évapotranspiration (mm/po).

La procédure ci-haut mentionnée est exécutée pour la durée de la tempête et individuellement pour chaque sous-bassin. Les variabilités spatiale et temporelle de la précipitation et les différentes caractéristiques des sous-bassins sont alors tenues en ligne de compte. L'hydrogramme de sortie tel que calculé selon l'équation 1 est automatiquement prolongée de 25 augmentations de temps après la fin de la tempête.

ROUTE

ROUTE établit la propagation des crues le long des cours d'eau en utilisant la méthode de Muskingum. La procédure de propagation des crues le long des cours d'eau est utilisée pour déplacer l'hydrogramme de crues calculé vers l'aval en direction de l'extrémité amont du réservoir ou vers un

point où il sera combiné à un hydrogramme de ruissellement d'un autre sous-bassin. Les effets généraux d'une propagation dans les cours d'eau sont un hydrogramme atténué et décalé. Ces effets sont rencontrés en raison du stockage des cours d'eau et du temps de cheminement requis pour propager l'on- de de crue vers l'aval.

La méthode de Muskingum, développée par McCarthy (1938) et basée sur des données d'observation du Muskingum Conservancy District, en Ohio, est référée comme étant l'une des méthodes de propagation les plus fréquemment utilisées (Chow, 1964; Linsley et al. 1975; et Viessman et al. 1977). Les deux paramètres utilisés dans la méthode sont calculés à partir d'hydrogrammes connus ou sont aisément estimés pour un sous-bassin. Le premier de ces paramètres est la constante de stockage, K, possédant les unités de temps et le second, x, représente un facteur de pondération appliqué aux débits d'un tronçon de cours d'eau. L'équation 7 montre la relation telle que développée par McCarthy.

$$S = K[xI + (1-x) O] \dots\dots\dots(7)$$

où

S = stockage au temps t

I = débit entrant

O = débit sortant

Substituant cette équation dans l'équation hydrologique de base de continuité, la forme de Muskingum s'écrit:

$$O_t = C_0 I_t + C_1 I_{t-1} + C_2 O_{t-1} \dots\dots\dots(8)$$

Les coefficients sont définis comme suit:

$$C_0 = \frac{-Kx + 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t} \dots\dots\dots(9)$$

$$C_1 = \frac{Kx + 0.5 \Delta t}{K - Kx + 0.5 \Delta t} \dots\dots\dots(10)$$

$$C_2 = \frac{K-Kx - 0.5 \Delta t}{K-Kx + 0.5 \Delta t} \dots\dots\dots(11)$$

Il est généralement admis que K représente le temps de parcours au-travers d'un tronçon de cours d'eau. La valeur de x comprise entre 0.0 et 0.5, est choisie d'après le jugement et l'expérience de l'ingénieur ou à partir d'une analyse des résultats obtenus en faisant varier x. La valeur de x la plus commune est 0.2 (Linsley et al. 1975).

RESVOR

Cette troisième composante majeure du modèle est la procédure de propagation au-travers d'un réservoir. Son but tel que suggéré est de propager de façon hydrologique l'hydrogramme calculé de l'ensemble du bassin versant au-travers du réservoir et de calculer l'hydrogramme de sortie au niveau du barrage. La méthode hydrologique de base de stockage-propagation, également appelée la Méthode de Puls Modifiée (Viessman et al. 1977) a été utilisée. Cette méthode est représentée par l'équation 12.

$$I_{t-1} + I_t - O_{t-1} + 2/\Delta t * S_{t-1} = 2/\Delta t * S_t + O_t \dots\dots\dots(12)$$

Les caractéristiques du réservoir sont fournies à l'intérieur d'un fichier de données nommé DAM.DAT. Ce fichier inclut la courbe d'élévation-stockage et les données d'élévation-débit pour les déversoirs

principal et d'urgence. Puisque la courbe d'élévation-débit d'un déversoir à multiples vannes est constitué d'une famille de courbes, un tableau des élévations et des débits correspondants est donné pour chacune des courbes (voir la section INPUT dans ce chapitre).

L'utilisateur fournit un ensemble d'ouvertures de vannes initiales pour le système de déversoirs et à partir de cette information une courbe d'élévation par rapport au débit sortant, H-TOTALQ, est calculée à l'intérieur du modèle. Le calcul d'une courbe de "storage-indication", TOTALQ-STOQ, (Linsley et al. 1975) est également effectué. Cette courbe définit une relation entre le débit sortant total et le membre à droite de l'égalité dans l'équation 12. Lorsque ces courbes sont développées, la véritable procédure de propagation peut débiter, avec comme données l'élévation initiale du plan d'eau du lac.

Pour chaque intervalle de temps, le membre à gauche de l'égalité dans l'équation 12 est calculé puisque toutes les variables sont connues. Avec cette valeur, la courbe TOTALQ-STOQ permet d'obtenir le débit correspondant sortant du barrage, TOTALQ. L'élévation de la nappe d'eau dans le réservoir, WSEL, est déduite de la courbe H-TOTALQ précédemment calculée. Le volume de l'eau emmagasinée est obtenu en utilisant la courbe d'élévation-stockage avec une élévation égale à WSEL. Cette procédure est répétée pour une limite maximale de 50 intervalles de temps.

Une particularité conçue pour que l'utilisateur puisse varier l'ouverture des vannes pendant l'exécution du programme a été incluse dans RESVOR. À chaque augmentation d'un mètre dans l'élévation du niveau d'eau du réservoir, la procédure de propagation est interrompue ce qui donne l'opportunité à l'utilisateur de régler les vannes. Si l'utilisateur ne désire pas modifier les ouvertures des vannes, le programme poursuit la propaga-

tion en utilisant les courbes précédemment calculées. Dans le cas où un changement dans l'ouverture des vannes est désiré, le programme retourne à la partie du modèle où les ouvertures de vannes sont réglées et calcule à nouveau les courbes requises en se basant sur les nouvelles conditions des déversoirs. Lorsque la procédure de propagation au-travers du réservoir est complétée, l'utilisateur a aussi l'option de propager à nouveau l'hydrogramme d'entrée au-travers du réservoir pour de nouvelles élévations initiales du plan d'eau et/ou pour de nouveaux scénarios d'ouvertures des vannes.

SUM

Cette procédure est utilisée pour combiner deux hydrogrammes à la sortie d'un sous-bassin. Tous les hydrogrammes sont référencés en rapport avec la période où est survenue la première précipitation n'importe où à l'intérieur du bassin. Par exemple, supposons que les hydrogrammes des sous-bassins 1 et 2 sur la Figure 2 doivent être additionnés. Toutefois, la tempête sur le sous-bassin 1 a débuté au jour 1 et la tempête n'a débuté sur le sous-bassin 2 que deux jours plus tard. L'hydrogramme du sous-bassin 1 est placé dans le vecteur FLOW(1) à FLOW(51). De même, l'hydrogramme du sous-bassin 2 est entré dans le vecteur QOUT(1) à QOUT(51). Par contre, QOUT(1) et QOUT(2) sont égaux à zéro puisque la tempête n'a débuté sur le sous-bassin 2 qu'au jour 3.

À noter que l'hydrogramme du sous-bassin 1 n'est pas placé dans le vecteur QOUT mais plutôt dans le vecteur FLOW. Ceci a été accompli en exécutant SUM avant que le ruissellement à partir du sous-bassin 2 ne soit calculé. Dans l'idée de réduire l'espace-mémoire requis pour les vecteurs, les hydrogrammes de ruissellement sont imprimés sur un fichier de sortie, et

QOUT n'est utilisé qu'en vecteur temporaire. Lorsque SUM est appelé, la sommation résultante est placée dans FLOW.

$$\text{FLOW}(1) = \text{FLOW}(1) + \text{QOUT}(1) \dots \dots \dots (13)$$

FLOW est acheminé à l'intérieur des procédures ROUTE, RESVOR et ERROR et, par conséquent, SUM doit être immédiatement exécuté après l'exécution de RUNOFF. L'argument dans les vecteurs FLOW et QOUT est lié à la première occurrence d'une précipitation n'importe où sur le bassin.

ERROR

Cette procédure a été conçue pour aider à calibrer le modèle. Son but est de comparer l'hydrogramme calculé avec un hydrogramme connu. La procédure calcule diverses mesures qui seront utilisées pour évaluer l'efficacité du programme. Ces mesures incluent les erreurs absolues, les erreurs relatives, l'erreur relative moyenne pour l'exécution, la somme des erreurs au carrée, et un coefficient de détermination. L'erreur absolue, ABSERR, est calculée en faisant la différence entre les débits simulés (SIMQ) et les débits observés (RECQ).

$$\text{ABSERR} = \text{SIMQ} - \text{RECQ} \dots \dots \dots (14)$$

L'erreur relative, RELERR, définit l'erreur absolue en un pourcentage de l'écoulement observé.

$$\text{RELERR} = \frac{\text{ABSERR}}{\text{RECQ}} * 100\% \dots \dots \dots (15)$$

Le coefficient de détermination, RSQ, est calculé comme suit:

$$\text{RSQ} = \frac{\text{cov}^2 (\text{SIMQ}, \text{RECQ})}{\text{var} (\text{SIMQ}) * \text{var} (\text{RECQ})} \dots \dots \dots (16)$$

Les volumes de ruissellement pour les hydrogrammes observés et simulés sont également calculés et présentés sous forme d'unités de débit x temps.

ERROR peut être exécuté n'importe où à l'intérieur du bassin versant en autant qu'il y ait un hydrogramme observé à cet endroit.

DTCURV, APPROX et INTERP

Ces trois procédures ne peuvent pas être invoquées par l'utilisateur mais sont automatiquement appelées lorsque RESVOR est exécuté.

DTCURV est appelé pour fixer les ouvertures initiales des vannes des déversoirs et lorsque l'utilisateur désire ajuster les vannes. Les courbes d'élévation-débit total et de "storage-indication" (mentionnées dans la section sur RESVOR) sont calculées à même cette procédure.

APPROX et INTERP sont des procédures d'interpolation utilisées dans le programme pour estimer des valeurs des tableaux d'entrée ou des courbes calculées. APPROX extrapole ou interpole en utilisant la formule de Lagrange (Carnahan et al. 1969) tandis qu'INTERP est une procédure d'interpolation linéaire.

Calibration et Vérification du Modèle

Pour appliquer le modèle MAIN au Bassin de la rivière Bafing, les paramètres utilisés doivent être calibrés. Étant donné que le nombre de paramètres devant être calculés est petit, une procédure manuelle a été utilisée au lieu d'une procédure d'optimisation interne telle la méthode de la recherche systématique développée par Lumb et al. (1975). Les paramètres à calibrer étaient: XMUSK, le facteur de pondération dans l'équation de propagation de Muskingum; CQIN, la constante de propagation utilisée

pour définir la forme de l'hydrogramme d'un sous-bassin; et la courbe SMI-ROP reliant le pourcentage de ruissellement aux conditions d'humidité dans le sol.

La procédure manuelle employée, en était une d'essais et erreurs au moyen de laquelle les valeurs des paramètres étaient ajustées à chaque exécution du programme jusqu'à ce que l'hydrogramme simulé colle de façon satisfaisante à l'hydrogramme observé. La procédure ERROR a été utilisée pendant cette opération pour fournir une analyse statistique de la similitude entre les deux hydrogrammes. Une similitude satisfaisante consistait en un jugement subjectif mais basé sur les critères suivants: 1) amplitude et synchronisation du débit de pointe; 2) concordance le long du segment ascendant de l'hydrogramme jusqu'au point d'inflexion sur la portion de récession de l'hydrogramme; 3) la corrélation globale entre les débits observés et ceux simulés en utilisant le coefficient de détermination, R^2 , que l'on désire supérieur à 80 pour cent et 4) l'erreur relative et l'erreur relative moyenne inférieures à 20 pour cent.

Les valeurs initiales de la courbe SMI-ROP ont été prises pour ce projet d'une étude du U.S. Corps of Engineers entreprise sur le fleuve Mékong (U.S. Army Corps of Engineers, 1971). Cette référence a fourni un ton estimé qui a par la suite été ajusté pour approximer le plus précisément possible le volume de ruissellement correspondant à un hydrogramme observé. Les changements à la courbe initiale ont été faits après examen des indices journaliers d'humidité du sol et des coefficients de ruissellement avec les hydrogrammes simulés et observés. Il n'a pas été possible de définir une courbe SMI-ROP pour chaque sous-bassin puisque les hydrogrammes n'étaient enregistrés qu'à un seul site de jaugeage. En conséquence, une hypothèse d'homogénéité hydrologique a été faite de façon à

déterminer une courbe générale qui serait caractéristique de l'ensemble du bassin.

Pendant la calibration, il est devenu clair qu'une simple courbe ne pourrait pas être représentative du ruissellement durant différentes températures. L'examen des enregistrements de précipitation-débit a laissé entendre que l'intensité des précipitations jouait un rôle majeur dans la détermination du pourcentage de pluie excédentaire. Deux courbes supplémentaires SMI-ROP ont alors été ajoutées pour estimer le ruissellement pendant de fortes précipitations. Pendant le processus de calibration, les trois plages d'intensité suivantes ont été établies et une courbe SMI-ROP différente a été développée pour chacune d'elles: 0-19 mm/jour, 20-44 mm/jour et 45 mm/jour. Les courbes SMI-ROP ont joué un rôle majeur pour définir le volume de ruissellement et ont influencé jusqu'à un certain degré la forme et l'amplitude du débit de pointe ainsi que la forme générale de tout l'hydrogramme.

Le paramètre XMUSK n'a pu être calibré à partir d'hydrogrammes historiques pris à deux stations de jaugeage adjacentes, selon les méthodes présentées dans les livres de référence, comme par exemple Linsley et al. (1975) et Viessman et al. (1977). Des hydrogrammes existants en amont et en aval n'étaient pas disponibles et les débits d'entrée locaux sont négligeables. Un calcul précis du stockage dans le cours d'eau n'était donc pas possible. La procédure utilisée impliquait la reconstitution d'un hydrogramme de crues à la station de jaugeage de Soukoutali (Figure 2) basée d'après un hydrogramme observé à Dibia et d'après des paramètres de régression déterminés par le Groupement Manantali (1977). Les entrées locales, principalement dues au tributaire Balin-ko, ont été calculées en

exécutant RUNOFF (en utilisant un estimé moyen des paramètres). L'hydrogramme reconstitué a été propagé le long d'un tronçon de 50 km sur la rivière Bafing, l'entrée locale a été ajoutée à l'hydrogramme propagé et l'hydrogramme résultant a été comparé aux valeurs enregistrées à la station de Dibia. Cette procédure a été répétée pour différentes valeurs de XMUSK. La valeur de XMUSK qui a donné le meilleur coefficient de détermination a été gardée comme caractéristique des autres tronçons de rivière à l'intérieur du Bassin de la rivière Bafing.

CQIN a été calibré en se basant sur des exécutions qui ont modélisé le bassin suivant une façon séquentielle. Les estimés de CQIN ont été déterminés suivant l'approche décrite plus tôt dans ce chapitre. Les hydrogrammes de crues aux stations de jaugeage de Soukoutali et de Dakka-Saidou ont été estimés en utilisant les hydrogrammes observés à Dibia, tels que présentés dans le volume 3A du Sénégal-Consult (1970) et en se servant des paramètres de régression à l'intérieur du Rapport du Groupement Manantali.

Tout d'abord, la partie supérieure du Bassin de la rivière Bafing- la surface de drainage en amont de la station de Dakka-Saidou (voir la Figure 2)- a été modélisée. Les sous-bassins 1 et 2 sont semblables (superficie de drainage, longueur du cours d'eau et pente). Il a donc été décidé que CQIN serait aussi semblable. Des valeurs et combinaisons différentes de CQIN ont été considérées pour les sous-bassins 1 et 2 et pour le sous-bassin 3 durant les diverses exécutions. Les valeurs donnant des hydrogrammes correspondant de façon satisfaisante aux hydrogrammes estimés à Dakka-Saidou ont été utilisées comme valeurs initiales pour la seconde étape de la modélisation.

La seconde étape a servi à modéliser le bassin en amont du site du Bar-

rage Manantali, à Soukoutali. Les paramètres des sous-bassins 4 et 5 ont été déterminés durant cette étape. En plus, les paramètres précédemment estimés pour les trois hauts bassins ont été modifiés pour correspondre à l'hydrogramme prévu à Soukoutali. Finalement, l'ensemble du Bassin versant en amont de la station de Dibia a été modélisé pour reconstituer les hydrogrammes obtenus dans le Rapport du Sénégal-Consult. Les valeurs des paramètres obtenues durant cette troisième étape ont été considérées comme étant les paramètres calibrés du bassin.

Inhérents à la calibration d'un modèle hydrologique sont l'utilisation de bonnes données d'entrée ainsi que des procédures et critères consistants. Puisque la précipitation constitue l'entrée majeure d'un modèle de précipitation-débit, des données imprécises ou inconsistantes peuvent grandement influencer les résultats. Donc, pour la calibration de ce modèle, la méthode de distribution spatiale des précipitations de Thiessen a été utilisée. Des modifications au diagramme étaient considérées lorsqu'il y avait des motifs raisonnables de le faire et lorsque des corrélations consistantes s'ensuivaient.

Quatre des six années où les hydrogrammes de crue étaient disponibles ont été utilisés pour calibrer les paramètres du modèle selon les procédures ci-dessus. Les quatre ensembles de paramètres ont été examinés concernant leur similarité (l'objectif d'un modèle paramétrique discret) et un ensemble moyen des valeurs a été établi et utilisé pour la vérification du modèle.

Lors de la vérification du modèle, l'objectif de base est de déterminer si les estimés hydrologiques obtenus par calibration sont acceptables (James et Burges, 1982). Par conséquent, le processus implique l'application du mo-

dèle pour une période de temps autre que celle utilisée pour la calibration. D'autres événements n'étaient pas disponibles ou applicables dans le cadre de cette étude. La vérification a plutôt été définie en démontrant l'applicabilité du modèle pour le Bassin versant de la rivière Bafing. La vérification de MAIN a consisté en l'exécution du modèle pour les quatre crues, utilisant les paramètres moyennés. Les résultats de ces quatre passes ont été jugé suivant les quatre critères présentés au début de cette discussion. Si les hydrogrammes calculés étaient considérés comme acceptables, les valeurs moyennes étaient sélectionnées comme paramètres représentatifs du bassin. Dans le cas où les hydrogrammes n'étaient pas acceptables, les passes ayant servi à la calibration et le modèle lui-même étaient examinés pour définir les problèmes. Les résultats de la calibration sont décrits au Chapitre VI et les exécutions sélectionnées pour la vérification sont présentées à l'Appendice B.

INPUT et OUTPUT

INPUT

La plupart des données requises pour exécuter MAIN sont lues à partir de fichiers de données que l'utilisateur doit préparer avant d'utiliser le programme. Les fichiers de données sont lus durant les procédures MAIN, RUNOFF et RESVOR. Le premier fichier de données associé à l'exécution du programme est appelé SEQEXE.DAT. Ce fichier contient la séquence de procédures (ou sous-routines) qui doivent être exécutées pendant une passe.

Pendant que RUNOFF est exécuté, l'information concernant le sous-bassin et la précipitation doivent être fournies. Ces données sont lues de façon séquentielle à partir d'un fichier nommé SBX.DAT, où "X" correspond au numé-

ro du sous-bassin considéré. D'après la représentation du bassin versant sur la Figure 2, cinq fichiers de données seraient requis: SB1.DAT; SB2.DAT; SB3.DAT; etc... Les types de données requises sont:

1. Les caractéristiques du bassin versant.
2. La courbe de durée-superficie.
3. L'hyétogramme de la précipitation.
4. La courbe d'indice d'humidité du sol- coefficient de ruissellement.

Le fichier DAM.DAT est utilisé par RESVOR et contient les caractéristiques physiques du réservoir et du barrage, telles la relation élévation-emmagasinement et les courbes d'élévation-débit.

Les autres informations utilisées dans le programme sont fournies par l'utilisateur de façon interactive. L'utilisateur est prié d'entrer des données telles les ouvertures des vannes et l'élévation initiale du niveau d'eau du réservoir et doit répondre à certaines questions instructives. Voir la section INPUT-OUTPUT à l'Appendice A concernant les détails exacts sur la disposition des données dans ces fichiers.

OUTPUT

Les résultats d'une exécution sont stockés dans les fichiers de sortie mais ne sont pas automatiquement imprimés au terminal. Le fichier de sortie principal est appelé FLOOD.DAT et contient les résultats de ROUTE, SUM, et RESVOR (voir l'exemple à l'Appendice A). Les valeurs intermédiaires du ruissellement sont imprimées à chaque fois que l'hydrogramme est propagé à travers un tronçon de rivière ou lorsque le ruissellement d'un sous-bassin est additionné à l'hydrogramme. Ces valeurs intermédiaires sont montrées aux tableaux intitulés, "Routed Hydrograph at the End of Reach # X" et "Combined Hydrograph at the Outlet of Subbasin # X" (Appendice A). Les valeurs

des hydrogrammes dans ces deux tableaux représentent uniquement le ruissellement superficiel direct et n'incluent pas l'écoulement de base. Les résultats de la propagation au-travers du réservoir sont écrits sous "Outflow Hydrograph from Manantali Dam" et représentent l'hydrogramme d'entrée au réservoir incluant l'écoulement de base, l'hydrogramme de sortie, les élévations du plan d'eau et les volumes d'emménagement. L'élévation initiale du plan d'eau, l'élévation maximale du plan d'eau et le débit maximal sortant du barrage sont également imprimés.

Les hydrogrammes de ruissellement calculés par RUNOFF sont stockés dans un fichier séparé du nom d'HYDRO.DAT, et le tableau, "Runoff Hydrograph from Subbasin # X", présente les hydrogrammes de ruissellement calculés par le modèle, TOTALQ. Lorsque ERROR est exécuté à même une passe, un tableau de sortie est construit. Ce tableau présente les valeurs de débits calculés et observés, de même que les statistiques mentionnées dans la description de la sous-routine.

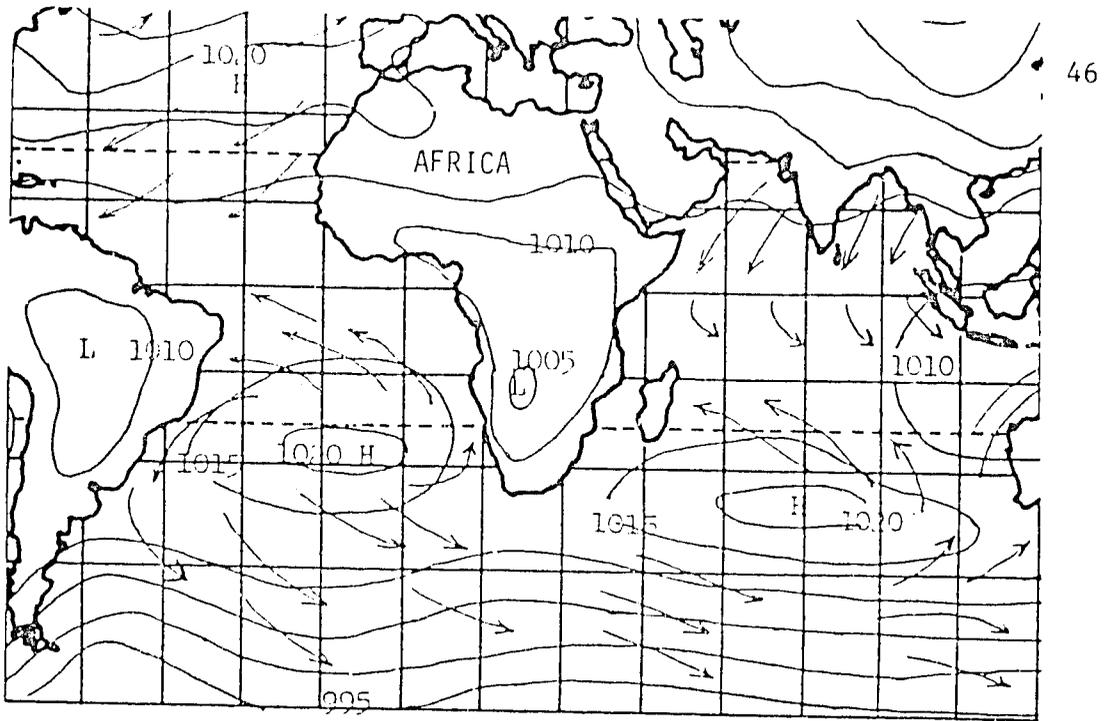
CHAPITRE V

DÉVELOPPEMENT DE LA PMP

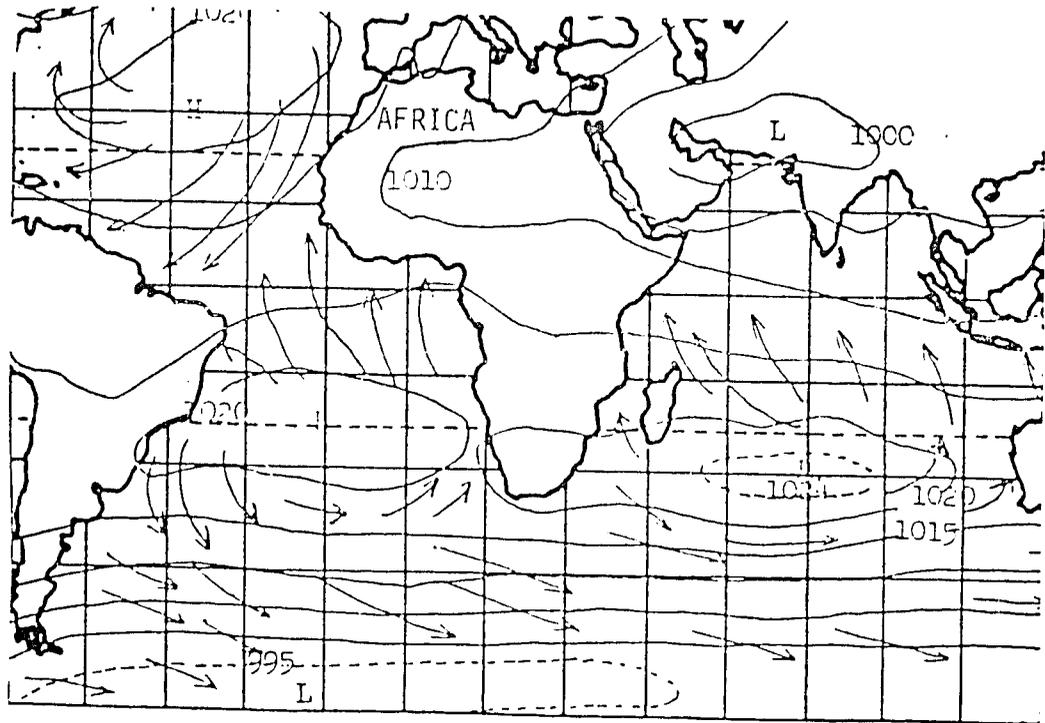
Introduction

Le Bassin versant du fleuve Sénégal repose à l'intérieur d'une zone météorologique dont le climat est caractérisé par la prédominance de vents d'est et par la mousson du sud-ouest (Figure 3). Durant la saison des pluies (de la fin du printemps et pendant tout l'été), la mousson apporte à l'intérieur des terres l'air humide de l'Atlantique tandis que pendant la saison de sécheresse, les vents d'est apportent l'air sec en provenance du désert du Sahara. Le climat varie considérablement à l'intérieur du Bassin versant. Le long de la frontière nord, un climat semi-aride prévaut. À mesure que l'on se déplace vers le sud, le climat devient de plus en plus sub-tropical et finalement tropical dans la région la plus au sud du bassin. Trois régions climatiques ont été définies, le Sahélien, le Soudanien et le Foutanien (Sahelian, Sudanian, Foutanian) (Sénégal-Consult, 1970).

La région Sahélienne est caractérisée par un climat semi-aride. La précipitation y est très irrégulière, avec des valeurs annuelles variant de 250 à 700 mm se produisant à l'intérieur d'une période de trois mois (juil.-Sept.). Presque tout le Bassin versant du fleuve Sénégal, incluant la région de la rivière Bafing, repose dans la région Soudanienne. La saison pluvieuse dans cette région s'étend habituellement de Juin à Octobre et laisse de 600 à 1200 mm de précipitation sous forme de courtes et intenses tem-



Pression Moyenne au niveau de la Mer en Janvier(Millibars) et directions des vents.



Pression Moyenne au niveau de la Mer en Juillet(Millibars) et directions des vents.

Figure 3. Cartes des vents prédominants (tiré de State Climatologist, Utah 1982).

pêtes. Dans la région Foutanienne, le climat montre ses caractéristiques tropicales avec une saison humide pouvant durer de 6 à 8 mois. Environ 1500 à 2000 mm de précipitation tombe annuellement. Quoique les régions diffèrent énormément concernant les quantités de précipitation annuelle, toutes les trois sont caractérisées par des saisons pluvieuse et de sécheresse bien définies. La durée de la saison des pluies et la quantité reçue décroissent à partir de la région Foutanienne (sud) à la région Sahe-lienne (nord) (Figure 4).

Les variations climatiques sur le bassin, de même que sur l'entière région sub-tropicale de l'Afrique de l'Ouest, sont contrôlées par le mouvement nord-sud de la zone Intertropicale de Convergence (ITCZ) (Nicholson, 1980). La Figure 5 montre son étendue typique entre Janvier et Juillet. Un sommaire et les implications de la ITCZ sont ici présentés pour que le lecteur puisse apprécier certaines des complexités et variantes des schémas de précipitation.

La ITCZ est une zone séparant la masse d'air humide et stable au-dessus de l'Océan Atlantique de la masse d'air sec prévalant au-dessus du Désert du Sahara. La migration vers le nord de la zone suit le déplacement vers le nord de la position du soleil du midi, par conséquent, vers Juillet ou Août, la ITCZ atteint son étendue maximale nordique. La migration de la ITCZ et la durée de la prédominance de chacune des masses d'air rendent compte des différences dans les longueurs des saisons pluvieuses à l'intérieur des régions décrites plus haut. En plus des variations de sa position saisonnière, la ITCZ montre également de considérables variations dans les positions diurnes qu'elle occupe. D'après les figures présentées dans Ojo (1970), ces fluctuations varient entre 36 et 60 km.

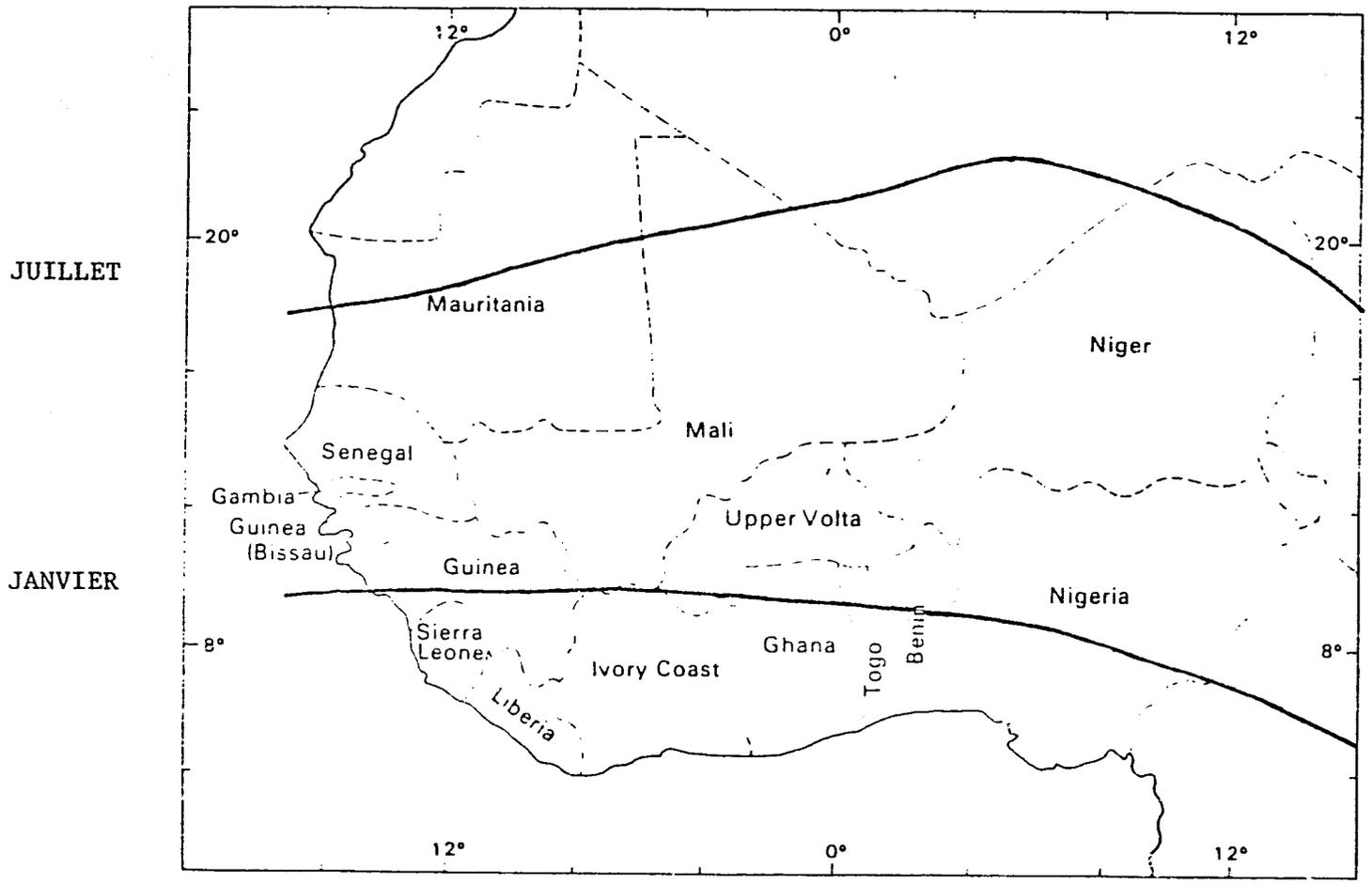


Figure 5. Déplacement annuel de l'ITCZ (Nicholson, 1980 et Ojo, 1977).

Au sud de l'ITCZ repose une masse d'air humide associée aux vents sud-ouest et au potentiel élevé pour la précipitation. Quoique le potentiel pour la précipitation est élevé, cette dernière n'est pas assurée. Les raisons invoquées sont les influences des conditions locales et la masse d'air située au-dessus de l'air humide qui peuvent inhiber le développement des nuages porteurs de pluie.

Durant la saison humide, la précipitation sur le Bassin de la rivière Bafing est habituellement générée par des perturbations convectives. Les autres perturbations produisant une précipitation significative sont associées aux vents du sud-ouest aux lignes de perturbations et de rafales. Ces lignes de perturbations et de rafales sont généralement orientées nord-sud et se dirigeant de l'est vers l'ouest. Leurs occurrences sont grandement associées aux vents d'est, et par conséquent se produisent fréquemment durant le début et la fin de la saison des pluies, lorsque les courants du sud-ouest sont faibles. La précipitation associée à ces perturbations est intense mais ne dure généralement que quelques heures. La perturbation du sud-ouest est habituellement accompagnée par une vaste région de mauvais temps avec des précipitations moins intenses mais plus longues que les autres perturbations (Ojo, 1977). Tel qu'indiqué par les descriptions ci-dessus, les tempêtes sont de courtes durées. Les précipitations journalières enregistrées indiquent des quantités substantielles tombant pendant 2 à 3 jours consécutifs suivies d'une période d'une journée ou deux avec peu ou pas de précipitation avant la prochaine tempête.

De telles perturbations peuvent être étendues. Riehl (1979) décrit un système de précipitation à grande échelle qui couvre habituellement

une superficie moyenne de 2000 km². La plupart de la précipitation provenant d'une pluie torrentielle, provient de ces systèmes où, une pluie torrentielle est définie comme étant un événement dont la moyenne journalière répartie sur la surface concernée excède la précipitation journalière moyenne saisonnière. Suivant cette définition, la durée d'une pluie torrentielle est variable et des durées de 1 à 9 jours ont été observées par Riehl. Quoique ces perturbations sont étendues, la pluie est quand même variable et sporadique. Comme Riehl (1979) le mentionne, il n'y a pas de continuité apparente dans la répartition de la précipitation d'un jour à l'autre. Il croit que la pluie résulte de développement in situ plutôt que tout autre type de système de déplacement.

Analyse des Données de Précipitation

Les enregistrements de précipitation journalière pour les stations du Mali étaient disponibles pour différentes années jusqu'en 1965. Avant d'utiliser ces données, une analyse des courbes de précipitations cumulées a été effectuée pour s'assurer qu'il n'y avait pas d'inconsistances entre les données des diverses stations. Les précipitations cumulatives du mois d'Août ont été tracées par rapport aux valeurs cumulées à Bafoulabe. D'une façon générale, la courbe de précipitation cumulée sera une ligne droite si les données ont une proportionnalité constante entre elles. Les graphiques pour les données du Mali montrent une déviation d'une ligne droite plus grande que désirée, tel que montré sur la Figure 6. L'analyse de la Figure 6 indique que pendant une période de temps (ligne B), les données de Kita n'ont pas la même relation avec les données de Bafoulabe que durant les années précédentes (ligne A). Des écarts semblables

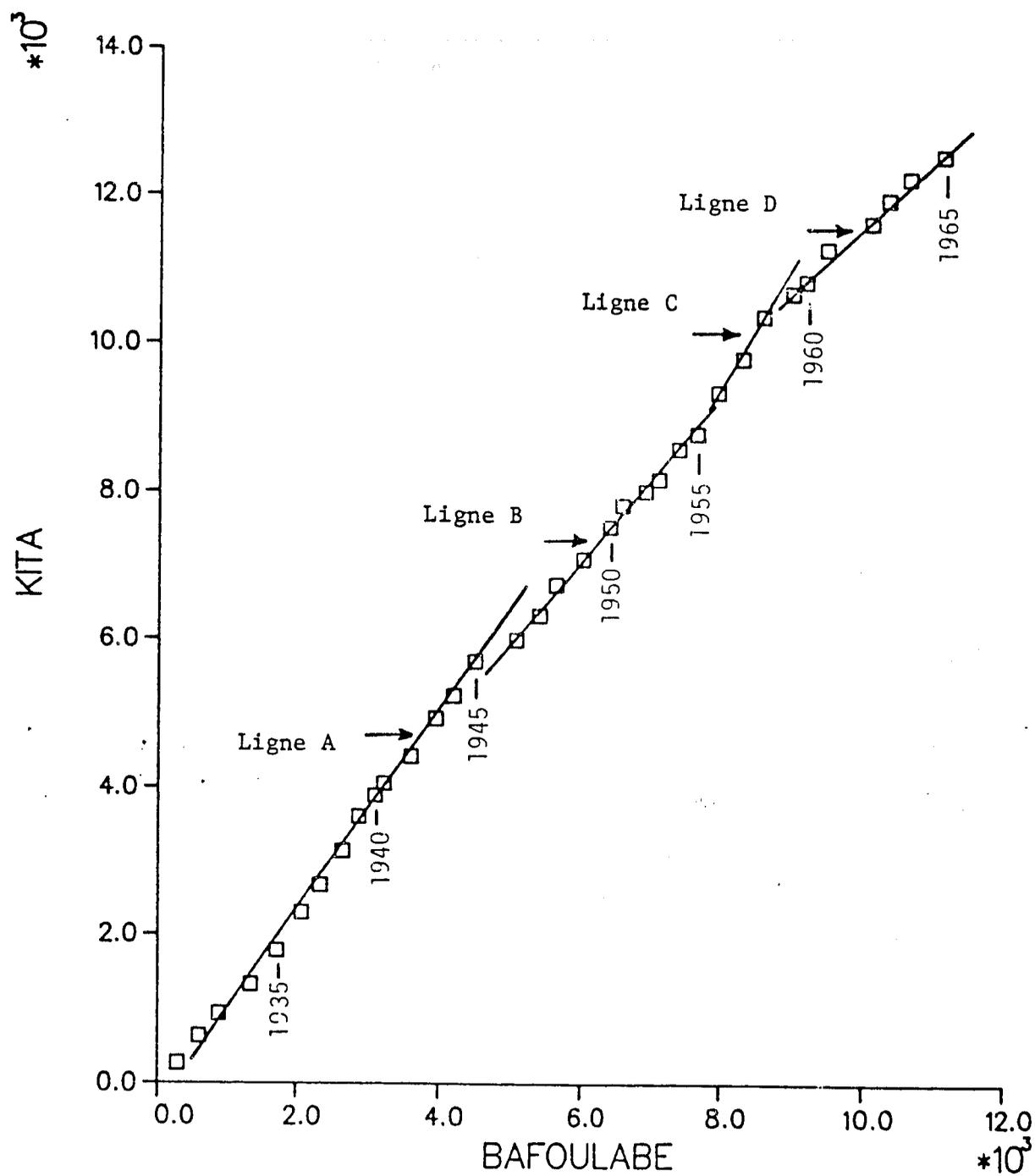
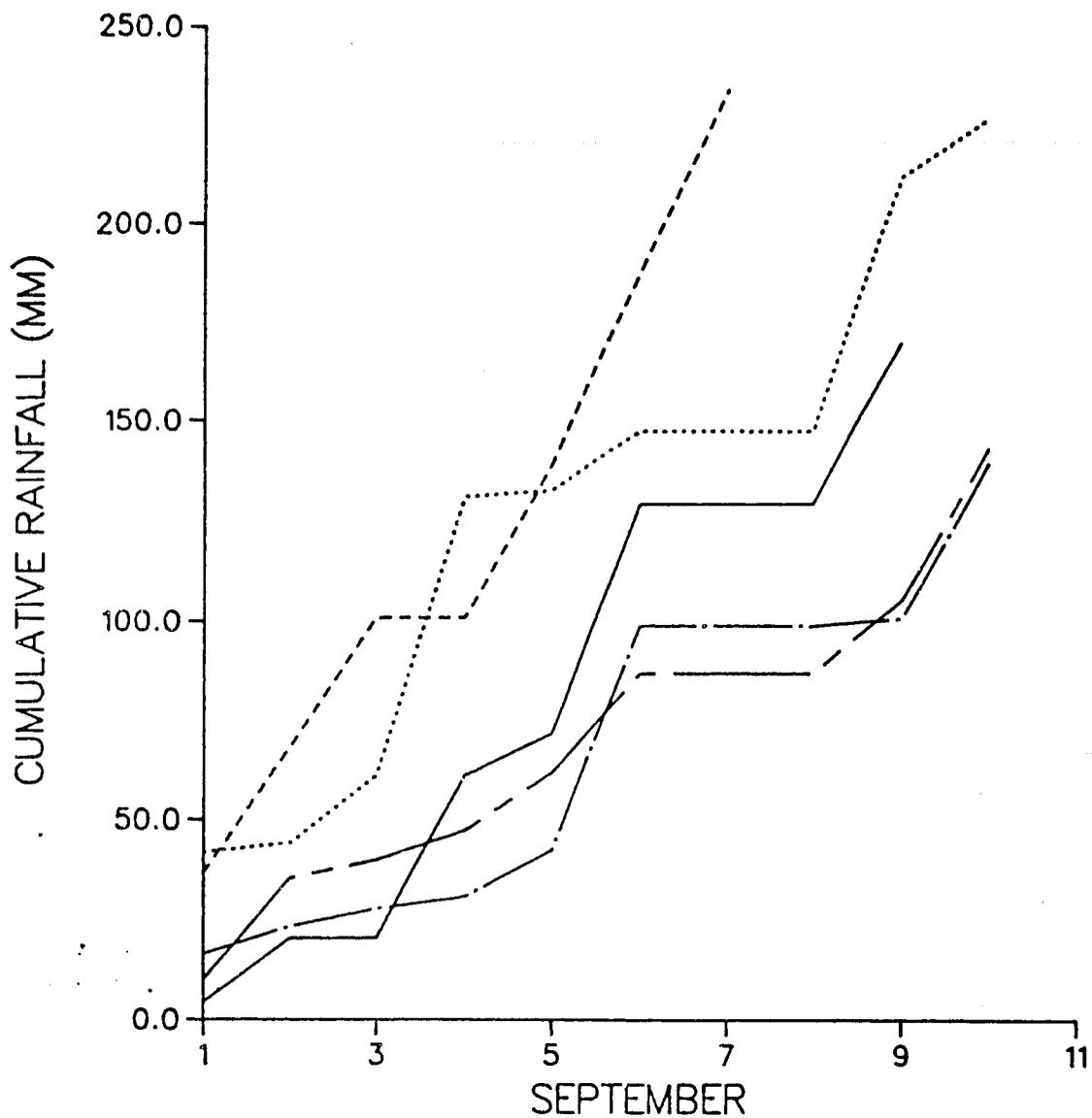


Figure 6. Courbes des précipitations cumulées pour le mois d'Août (mm).

sont représentés par les lignes C et D. Puisqu'aucune information concernant l'histoire des stations pluviométriques n'est disponible, aucune raison logique n'a pu être attribuée à ces divergences. Toutefois, les déviations ne sont généralement pas trop grandes et aucune tendance continue ou cassure n'a pu être identifiée dans les données utilisées. Il a été alors conclu que, pour cette étude, les valeurs enregistrées étaient consistantes et qu'aucun ajustement n'était requis.

Tel que mentionné précédemment, la pluie sur le bassin est sporadique et variable. Pour examiner cette caractéristique, des courbes de précipitations cumulées ont été tracées pour des périodes sélectionnées, correspondant aux hydrogrammes disponibles. Pendant la période de crue, un graphique de la précipitation cumulée en fonction du temps a été tracé pour chaque station pluviométrique sur la même figure (voir la Figure 7). Les courbes confirment qu'il n'existe pas de corrélation journalière entre les diverses jauges. Toutefois, les courbes indiquent effectivement une répartition spatiale très étendue de la précipitation pendant la période de crue, telle que suggérée par Riehl (1979). Ceci suggère que l'hypothèse d'une précipitation se produisant simultanément sur la majeure superficie du bassin est très réaliste.

L'approche traditionnelle ou météorologique d'estimation de la précipitation maximale probable n'était pas applicable au Bassin de la rivière Bafing, ceci en raison des hauts taux d'humidité atmosphérique prévalant durant presque toute la saison des pluies. Par conséquent, aucune raison empirique ou théorique ne permet de relier le potentiel d'une précipitation aux fluctuations mineures de l'humidité (World Meteorological Organization, 1973). Une approche combinant les méthodes statistiques et his-



LEGEND

BAFING

SAGABARI

FALEA

GUENE-GORE

KENIEBA

Figure 7. Courbe des précipitations cumulées du 1^{er} au 10 Septembre 1965.

toriques a plutôt été développée. Les étapes impliquées étaient:

1. Ajuster une distribution de probabilité pour le maximum annuel des précipitations mensuelles.
2. Sélectionner une période de récurrence qui soit reliée à la valeur maximale probable de la précipitation.
3. Déterminer une durée raisonnable de la tempête produisant la crue et un pourcentage raisonnable de la précipitation maximale mensuelle qui pourrait survenir pendant la durée choisie.
4. Distribuer la proportion de précipitation sélectionnée sur la durée choisie pour produire la situation de ruissellement la plus critique, considérant le débit de pointe du réservoir.

À l'étape 1, la précipitation maximale mensuelle enregistrée à une station a été classée et tracée pour chaque année en utilisant la méthode de Weibull (Haan, 1979). Seules les stations dont la longueur des enregistrements dépassait 17 ans ont été examinées. La distribution gamma a par la suite été ajustée en utilisant un programme d'ordinateur présenté par Hardee (1971). La sélection de la distribution gamma a été basée d'après le rapport d'Hardee (1971) et des références présentées dans Haan (1979). Ces articles recommandaient d'ajuster les précipitations de longues durées, telles la semaine ou le mois, avec la distribution gamma. La Figure 8 montre un graphique de la distribution gamma ajustée aux données de la station de Kita.

Tel que cité plus tôt, la précipitation maximale probable (PMP) n'est normalement pas associée à un niveau de probabilité. Toutefois, il est devenu d'une pratique courante du génie, d'utiliser une période de récurrence de 10,000 ans lorsque l'on se réfère à un événement extrêmement rare. Basé

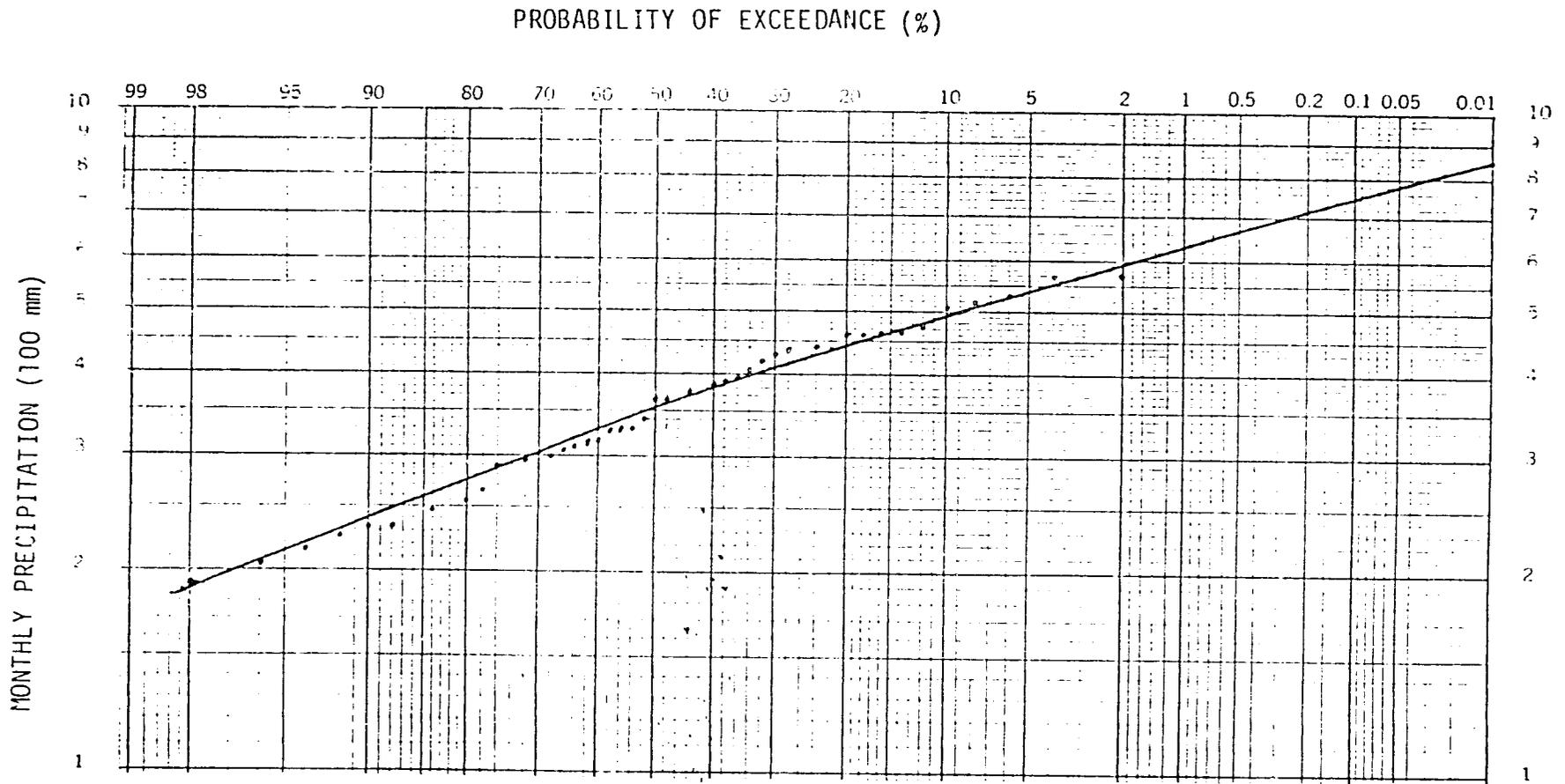


Figure 8. Distribution gamma pour la précipitation maximale mensuelle à Kita.

sur cette pratique, un intervalle de récurrence de 10,000 ans ($P(X) = 0.0001$) a été sélectionné pour estimer la PMP correspondant à une durée mensuelle.

Jusqu'à présent dans cette étude, les procédures utilisées étaient relativement directes et objectives par nature. Les étapes subséquentes de la méthodologie sont plus subjectives et des hypothèses ainsi que le jugement ont été requis dans l'analyse des données historiques.

Pour déterminer la durée et le pourcentage de la précipitation mensuelle qui devraient être utilisés pour développer la tempête maximale probable, les averses correspondant aux débits de pointe des hydrogrammes ont été examinées.

Les tempêtes ont été sélectionnées en se basant sur le fait qu'elles commençaient la journée précédant la montée initiale de l'hydrogramme ou la suivante et finissaient lorsque le débit de pointe se produisait. Utilisant ces critères, les enregistrements journaliers des précipitations ainsi que les hydrogrammes des crues, 25 tempêtes ont été sélectionnées. Les données ont montré des durées de tempêtes de 4 à 10 jours, avec une durée moyenne de 7 jours. Admettant une période de 7 jours comme durée appropriée de la tempête maximale, une analyse a été menée sur les totaux des précipitations maximales consécutives pour des durées de 1 à 7 jours. Trois études, décrites aux paragraphes suivants, ont été complétées en utilisant des stations pluviométriques et des années d'enregistrement auparavant sélectionnées.

Initialement, une courbe de durée-pourcentage a été complétée pour chacune des 8 stations nommées au Chapitre 3. Une seule courbe a été développée pour chaque site en utilisant les données journalières du maximum

mensuel enregistré. Une fois tracées, les courbes initiales indiquaient une légère tendance à différer entre deux ensembles de données. Un ensemble semblait représenter les stations localisées dans les portions inférieures de leur bassin versant respectif, tandis que les autres courbes représentaient les stations localisées aux portions situées en amont. Des courbes moyennes reflétant les deux ensembles ont été tracées.

Pour compléter les courbes initiales de durée, deux autres ensembles de données ont été analysés d'une façon similaire. Les données utilisées ne provenaient que de seulement deux stations, Kita et Falea. Les données ont été sélectionnées sur le critère que la précipitation totale pour un mois particulier était plus grande que la moyenne mensuelle totale pour cette station. Les résultats mis sur graphiques ont clairement identifiés une courbe exceptionnelle pour chaque station. Les trois ensembles de résultats ont été comparés et une courbe composite représentant les pourcentages maximaux pour chaque durée de 1 à 7 jours a été tracée. La Figure 9 décrit la courbe composite accompagnée de deux courbes moyennes développées lors de l'analyse initiale. La courbe composite montre un pourcentage maximal journalier de 26.6 pour cent et un pourcentage maximal de 7 jours de 53 pour cent par rapport au total mensuel, pendant que les périodes intermédiaires suivent une courbe lisse. La Figure 9 a été développée en analysant les données journalières d'un mois maximal. Lorsque les données correspondant à la saison des pluies ont été analysées de façon similaire, les courbes de durée-pourcentage ont fourni des valeurs légèrement inférieures.

Une autre étude reliée à l'étape 3 a été menée sur les 25 tempêtes qui ont conduit aux cinq crues de pointe. Le but de cette étude était

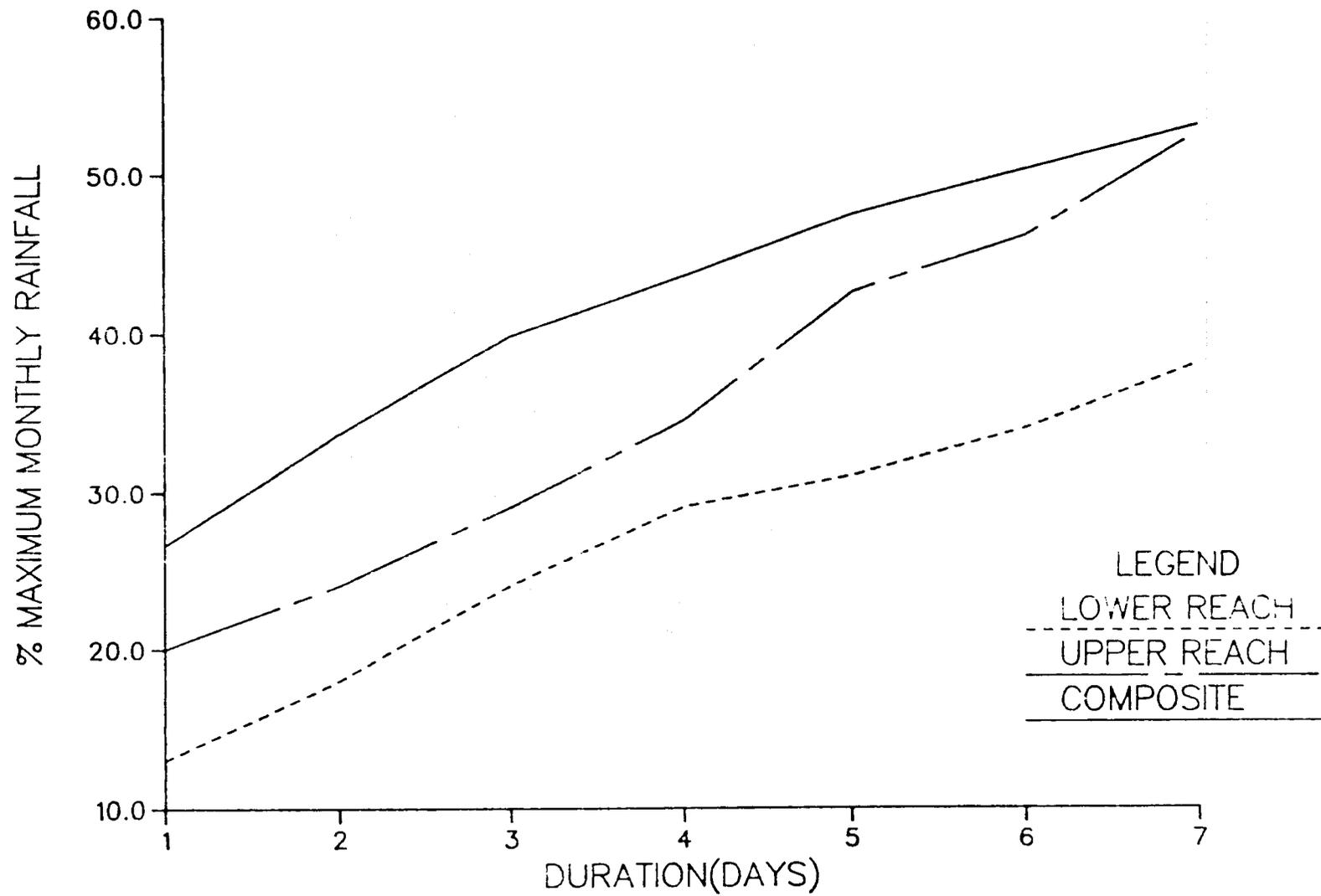


Figure 9. Courbe de durée-pourcentage.

concentré sur la précipitation maximale journalière se produisant à l'intérieur de ces tempêtes. Les résultats ont indiqué qu'au moins une station pour chaque crue a enregistré une précipitation maximale journalière comprise dans l'intervalle de 45-55 pour cent de la précipitation totale de la tempête. Cet intervalle correspond bien aux pourcentages obtenus avec les courbes de durée-pourcentage si l'on admet le pourcentage de 7 jours à 100 pour cent. Une tendance concernant la distribution temporelle du total journalier d'un événement n'existe pas dans les données. Ceci signifie que le total maximal journalier se produit de façon aléatoire n'importe quand durant la tempête.

Pour vérifier une fois de plus le total maximal journalier, les données des stations de Kita et de Falea ont été examinées. Cette étude a fourni un pourcentage maximal journalier de l'ordre de 17 à 35 pour cent du total mensuel, sauf exception de quelques événements journaliers isolés. Basée sur ce résultat et sur les analyses précédentes, la précipitation maximale d'une journée équivalant à 25-35 pour cent de la valeur mensuelle serait une occurrence réaliste d'une PMP.

Les lignes directrices concernant la distribution temporelle de la valeur de la PMP sont très limitées. La distribution de la précipitation pour obtenir la situation la plus critique est généralement propre à chaque hydrologue pour ses besoins spécifiques (Hansen et al. 1982). L'Hydro-meteorological Branch du National Weather Service présente certains guides pour distribuer la pluie en se basant sur des tempêtes historiques étudiées, (Hansen et al, 1982). D'une façon générale, il est suggéré que les augmentations de précipitation décroissent progressivement de chaque côté de la plus grande augmentation. Cette procédure définit une tempête avec une seule pointe. La localisation de la pointe est arbitraire mais

il est suggéré qu'elle ne soit pas placée au début ou à la fin de la séquence.

La même agence a aussi mené une étude pour estimer la précipitation maximale probable sur le Bassin du fleuve Mékong qui est sous l'influence des vents de la mousson (U.S. Weather Bureau, 1970). La distribution temporelle développée dans leur étude consiste en une durée de 7 jours comprenant une séquence de deux tempêtes de 3 jours séparées par une journée avec peu de précipitation.

Ces recommandations ont été suivies pour distribuer les données de précipitation sur la période de 7 jours. Plusieurs schémas de distribution ont été essayés et la sélection finale a été faite en se basant sur le schéma qui a produit le niveau du lac le plus élevé lors de l'analyse de la propagation des crues.

CHAPITRE VI

APPLICATION DU MODÈLE ET RÉSULTATS

Résultats de la calibration

Le programme a été exécuté plusieurs fois dans le but de déterminer les valeurs des paramètres du modèle qui représenteraient le mieux possible les caractéristiques du ruissellement du Bassin de la rivière Bafing. Tout au long de la procédure de calibration, divers ensembles de paramètres ont été établis pour permettre une meilleure simulation d'une crue d'un essai à l'autre. Toutefois, le but principal de la calibration était de trouver un ensemble de paramètres simulant adéquatement toutes les crues. Après avoir établi une moyenne, un ensemble final de valeurs de paramètres reproduisant raisonnablement bien les quatre hydrogrammes de crues enregistrés et utilisant les données d'entrée disponibles, a été obtenu. Le Tableau 2 présente les paramètres calibrés pour les sous-bassins et les tronçons de cours d'eau de la superficie étudiée.

Sont également montrés au Tableau 2 les résultats de la méthode des polygones de Thiessen utilisée pour calculer les précipitations qui ont servi de données d'entrée. Étant donné la variabilité des années d'enregistrement, deux cartes de Thiessen ont été construites. L'une d'elles a été dessinée pour les années précédant 1963 en utilisant les stations de Falea, Guene-Gore, Kenieba et Kita. La seconde carte a été utilisée pour les crues d'après 1963 et incluait les stations de Bafing-Makana et Sagabari. Les

Tableau 2. Paramètres calibrés du modèle et résultats de la pondération de la précipitation selon la méthode de Thiessen.

SMI (mm)	INDICE D'HUMIDITÉ DU SOL - COEFFICIENTS DES COURBES DE RUISSELLEMENT (SMI-ROP)		
	ROP (%)		
	0-19 ¹	20-44 ¹	45 et plus
100	5	5	5
120	10	10	10
130	13	13	20
150	18	30	45
200	40	50	65
250	45	65	75
300	50	70	80

Paramètre	SOUS-BASSIN					
	1	2	3	4	5	6
CQIN	0.19	0.19	0.17	0.17	0.17	0.17
ET (mm/jour)	4	4	4	7	7	7
SMIT (1965)	110	110	110	110	110	110
SMIT (1964)	130	130	130	130	130	130
SMIT (1958)	140	140	140	140	140	140
SMIT (1957)	120	120	120	120	120	120

Pondération de la précipitation

Station (- 1963)	FALEA	FALEA	GUE-GOR	GUE-GOR	KITA	KEN/GG
Station (1963 -)	FALEA	FALEA ²	GUE-GOR	BAF-MA	BAF-MA/SAG	KEN/GG

PROPAGATION DANS LES TRONCONS

	1	2	3
XMUSK	0.4	0.4	0.2
XMUSK (jours)	1.3	0.7	0.8

ABBREVIATION	NOM DE LA STATION	
GUE-GOR	Guene-Gore	
BAF-MA	Bafing Makana	
BAF-MA/SAG	Bafing Makana/Sagabari	(pondération 50/50)
KEN/GG	Kenieba/Guene-Gore	(pondération 50/50)

¹ Intensités de la précipitation (mm/jour).

² En l'absence des données de Falea, KEN/GG a été utilisé.

sous-bassins No.5 et No.6 ont requis une pondération de 50/50 des précipitations issues de deux stations. Les quantités de précipitation ponctuelle enregistrées ont été appliquées directement aux sous-bassins en accord avec les cartes de Thiessen. Les quantités de précipitation observées n'ont pas été ajustées pour la répartition spatiale car il n'y avait pas suffisamment de données permettant de déterminer un estimé raisonnable du facteur d'ajustement. Les données journalières indiquent aussi que les intensités de la précipitation déployée sont très similaires.

Les copies des tableaux de sortie et les hydrogrammes tracés correspondant aux exécutions pour la calibration sont présentés à l'Appendice B. Il est à noter ici que les conditions initiales d'humidité du sol (SMIT) n'étaient pas les mêmes pour chacune des crues de calibration. La valeur initiale de SMIT variait de 110 pour la crue de 1965 à 140 pour celle de 1958. Le fait de varier SMIT a été considéré comme acceptable puisque ce paramètre est utilisé pour définir les conditions précédant une précipitation. L'importance de ne pas restreindre SMIT à une constante est démontrée plus loin en comparant la précipitation et le ruissellement pour chaque crue de calibration (voir le Tableau 3). La crue de 1958 a enregistré le plus fort débit d'écoulement, par contre le volume de ruissellement a reçu la plus faible quantité de précipitation de toutes les crues. Une explication possible est que les conditions d'humidité du sol étaient fortes au début de la précipitation.

Résultats de la PMP

La distribution gamma a été ajustée à la précipitation maximale mensuelle pour cinq stations du Haut-Bassin. Deux de ces cinq stations, Bafoulabe et Bamako Aero, n'ont été utilisées que pour vérifier l'hypothèse d'utiliser

Tableau 3. Comparaison de la précipitation/ruissellement des crues utilisées pour la calibration¹.

Sous-Bassin	1965	Crue 1964	1958	1957
1	234.4	171.9	132.4	175.3
2	234.4	171.9	132.4	175.3
3	139.6	138.0	139.2	172.7
4	169.8	132.5	139.2	172.7
5	198.8	151.7	192.2	60.0
6	142.0	171.9	125.2	132.4
Durée (jours)	10	7	7	10
Précipitation pond.	180.0	153.0	143.0	148.0
Ruissellement	44.6	34.6	45.8	33.5
Ruissellement (%)	24.8	22.6	32.0	22.6

¹ Les valeurs montrées sont en millimètres, sauf indication contraire.

la distribution gamma et n'ont pas été utilisées pour les analyses ultérieures de la PMP. Les trois stations utilisées pour estimer les valeurs de la PMP étaient: Kenieba, Kita et Mamou. D'une façon générale, la distribution coïncidait plutôt bien avec les valeurs observées, quoique les données de Kenieba laissaient voir une certaine variance dans la partie centrale de la distribution. Les estimés de la précipitation maximale probable basés sur une période de récurrence de 10,000 ans sont donnés aux Tableau 4. Un résultat surprenant issu de l'analyse statistique concerne les valeurs plus fortes prédites pour la station de Kenieba lorsque comparées aux valeurs à Mamou. Ceci n'était pas prévu puisque la moyenne calculée de la précipitation maximale probable à Mamou est de 473 mm comparée à la moyenne à Kenieba de 434 mm. Les raisons expliquant l'écart dans les valeurs prédites semblent se retrouver sous deux volets.

1. L'écart type à Kenieba est significativement plus élevé que celui

Tableau 4. Précipitation maximale mensuelle probable (mm) et distribution des tempêtes.

Nom de la Station	PMP	Moyenne à la Station	Écart-Type	Longueur de l'Enregistrement (ans)
Kenieba	1116	434	125	38
Kita	847	361	99	49
Mamou	883	470	83	17

Temps Jours	Distribution de la PMP mensuelle (%)		Courbe de durée-pourcentage (%)
	A	B	
1	3.9	2.8	26.6
2	4.8	9.6	33.7
3	7.4	2.8	39.8
4	7.4	0.0	43.5
5	25.0	7.4	47.4
6	3.7	25.0	50.2
7	2.8	7.4	55.0
	55.0	55.0	

calculé pour Mamou. Ceci aurait tendance à décroître les valeurs des deux paramètres dans la distribution gamma, qui à son tour est reliée à des estimés plus élevés.

2. Seulement 17 années d'enregistrement étaient disponibles à la station de Mamou, comparativement à 38 à Kenieba. La revue des données de Kenieba correspondant aux 17 années de Mamou montrent que ces années sont typiquement plus faibles en précipitation que les autres années. Dans l'éventualité où cette tendance existe partout sur le bassin, les données enregistrées à Mamou peuvent ne pas constituer un échantillonnage très représentatif des véritables moyennes.

Tel que précédemment mentionné, une durée de tempête de 7 jours a été utilisée pour développer la tempête qui produirait la crue maximale probable. La

période de 7 jours a été choisie en accord avec l'examen des précipitations historiques correspondant aux hydrogrammes de crue. Cette durée a également été choisie d'après le rapport du U.S. Weather Bureau (1970) concernant la précipitation maximale probable sur le Bassin du fleuve Mékong. D'après l'analyse de durée-pourcentage, la valeur de 55 pour cent a été désignée pour représenter la fraction maximale de la précipitation mensuelle totale se produisant sur une période de 7 jours. (La valeur réelle tirée de l'analyse était de 53 pour cent). La quantité maximale journalière représentait 25-35 pour cent du total mensuel.

Le modèle informatisé, MAIN, a été utilisé pour déterminer la distribution temporelle la plus critique de l'événement de 7 jours. La sélection de la distribution de la PMP s'est basée d'après la distribution produisant la plus haute élévation du niveau du réservoir correspondant à un ensemble des paramètres du modèle tenus constants. Plusieurs distributions ont été dérivées et modélisées. Deux distributions de précipitation ont été sélectionnées dans le but de définir deux systèmes possibles de tempêtes. La distribution A représente un patron continu de la tempête de 7 jours et la distribution B définit un système comprenant deux événements de courtes durées. Les distributions A et B sont données au Tableau 4 avec les valeurs disposées en tables de la courbe composite de durée-précipitation qui a été présentée à la Figure 9.

Application du Modèle

Une fois la calibration complétée et la PMP définie, le modèle a été appliqué au Bassin versant de la rivière Bafing, les objectifs du projet étant notamment de développer et propager la crue maximale probable (CMP). Un polygone de Thiessen, différent de ceux utilisés pour la procédure de cali-

bration, a été développé pour distribuer spatialement les précipitations des trois stations utilisées pour les estimés de la PMP. Les cartes précédentes n'étaient pas applicables pour le développement de la CMP puisqu'elles incluaient des pondérations de la précipitation à des stations ne pouvant pas être utilisées pour les analyses de la PMP. Les résultats de ce diagramme sont les suivants:

<u>Sous-Bassin</u>	<u>Station Pluviométrique</u>
1-2	Mamou
3	Mamou/Kenieba
4	Kenieba/Kita
5	Kita

Une pondération de 50/50 a été appliquée aux sous-bassins influencés par deux stations pluviométriques. La même répartition temporelle de la précipitation a été utilisée pour chaque sous-bassin. Cette hypothèse a été faite vu que les données enregistrées n'indiquaient aucun type général de mouvement de système de perturbation en-travers du bassin.

L'exécution du modèle dans le but de développer et propager la CMP a été réalisée pour différentes conditions initiales. L'indice initial d'humidité du sol (SMIT) se situait entre 110 et 140 et l'élévation initiale de la surface du lac variait entre 202.0 et 208.0 mètres au-dessus du niveau de la mer. Le niveau d'opération normal du réservoir est établi à 208.0 ce qui représente l'élévation au-dessus de laquelle l'emmagasinement est alloué pour le contrôle des crues. En conséquence, il a été considéré comme étant une hypothèse raisonnable que le niveau du lac n'excède pas cette élévation sauf durant le passage d'une crue. L'écoulement de base a été fixé à $1500 \text{ m}^3/\text{s}$, tel qu'utilisé dans les rapports du Sénégal-Consult et du Groupement Manantali.

Le Tableau 5, constituant le sommaire des propagations des crues, fournit

Tableau 5. Sommaire des propagations des crues.*

DISTRIBUTION A:

		NIVEAU INITIAL DU LAC			
		202.00	204.00	206.00	208.00
SMIT	110	7837.0	8096.0	8422.0	8886.0
Q D'ENTRÉE	12610	211.54	211.85	212.25	212.81
		---	---	---	3

SMIT	120	8039.0	8288.0	8594.0	9070.0
Q D'ENTRÉE	12868	211.78	212.09	212.46	213.04
		---	---	---	5

SMIT	130	8210.0	8468.0	8757.0	8902.0
Q D'ENTRÉE	13122	211.99	212.30	212.66	212.83
		---	---	2	4

SMIT	140	8392.0	8661.0	8929.0	9061.0
Q D'ENTRÉE	13365	212.21	212.54	212.86	213.03
		---	2	4	4
=====					

DISTRIBUTION B:

		NIVEAU INITIAL DU LAC			
		202.00	204.00	206.00	208.00
SMIT	110	7793	8029	8349	8829
Q D'ENTRÉE	12583	211.48	211.77	212.16	212.74
		---	---	---	3

SMIT	120	8058	8278	8554	8720
Q D'ENTRÉE	12792	211.81	212.08	212.41	212.61
		---	---	---	2

SMIT	130	8262	8555	8779	8925
Q D'ENTRÉE	13000	212.06	212.41	212.68	212.86
		---	---	2	3

SMIT	140	8011	8771	8990	9103
Q D'ENTRÉE	13216	211.75	212.67	212.94	213.08
		---	2	4	4
=====					

* Les valeurs disposées en tables représentent:
 débit de sortie maximal (m^3/s),
 niveau maximal du lac (mètres au-dessus du niveau de la mer),
 durée pendant laquelle le niveau du lac est au-dessus de la crête du réservoir.

le débit d'entrée maximal dans le réservoir, le débit de pointe du barrage, le niveau maximal du lac et, lorsqu'applicable, le nombre de jours pendant lesquels le niveau du lac a excédé l'élévation de 212.50 mètres au-dessus de la mer qui représente l'élévation maximale du barrage. L'écoulement au-dessus de la crête du barrage n'a pas été inclu dans la courbe d'élévation-débit. Les élévations calculées au-dessus de 212.50 seraient en réalité moindres. Les valeurs rapportées au Tableau 5 sont basées d'après les règles d'opération suivantes:

- L'arrangement initial des vannes des déversoirs est tel que le débit de sortie est égal au débit de base.
- Les vannes des déversoirs ne sont complètement ouvertes que lorsque le niveau du réservoir atteint l'élévation de 209.00 mètres au-dessus du niveau de la mer.

Les Tableaux 6 à 9 fournissent les résultats disposés en tables de quatre propagations sélectionnées du réservoir tandis que les Figures 10 à 13 illustrent ces résultats. Les tableaux et figures montrent bien l'effet d'atténuation du réservoir sur l'hydrogramme d'entrée (supposant la distribution de type A de la PMP) correspondant à divers niveaux du réservoir. Est également présentée sur chacune de ces figures, la courbe du niveau du lac lorsque la crue traverse le réservoir. Les tableaux et graphiques sont basés d'après un SMIT initial de 120. Il est à noter que la brusque montée de l'hydrogramme de sortie sur les Figures 10 à 13 est due à l'ouverture subite des vannes des déversoirs, selon les règles d'opérations citées plus haut.

Tel que mentionné, les propagations citées ont été effectuées en utilisant la même distribution temporelle de la précipitation sur l'ensemble

du bassin versant. Des exécutions supplémentaires ont été conçues en supposant qu'un système de tempêtes se déplaçait sur le bassin à partir de l'amont jusqu'à l'exutoire. Les résultats n'ont montré qu'une faible hausse des niveaux du lac de moins de 0.08 m.

Tableau 6. Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 208.0.

OUTFLOW HYDROGRAPH FROM MANANTALI DAM

TIME (DAYS)	INFLOW (M3/S)	OUTFLOW (M3/S)	ELEV (MASL)	STORAGE (M3)
1	1553.1	1621.4	208.00	0.112E+11
2	1784.9	1622.3	208.01	0.112E+11
3	2547.0	1632.6	208.09	0.112E+11
4	3738.6	1660.8	208.33	0.113E+11
5	6938.2	1729.5	208.94	0.116E+11
6	9568.4	1851.2	210.02	0.122E+11
7	11687.8	7440.9	211.05	0.127E+11
8	12867.7	8073.1	211.83	0.131E+11
9	11881.0	8640.2	212.51	0.135E+11
10	10468.1	8973.1	212.92	0.137E+11
11	8963.1	9069.6	213.04	0.137E+11
12	7660.7	8970.0	212.92	0.137E+11
13	6573.8	8725.3	212.62	0.135E+11
14	5676.6	8381.5	212.20	0.133E+11
15	4937.8	7978.2	211.71	0.131E+11
16	4330.0	7543.8	211.18	0.128E+11
17	3829.9	7108.4	210.62	0.125E+11
18	3418.5	6681.9	210.07	0.122E+11
19	3079.9	6301.1	209.56	0.120E+11
20	2801.2	5949.2	209.06	0.117E+11
21	2571.8	5660.2	208.64	0.115E+11
22	2383.0	5414.9	208.26	0.113E+11
23	2227.5	5189.6	207.90	0.111E+11
24	2099.5	4972.4	207.55	0.109E+11
25	1994.1	4757.6	207.18	0.108E+11
26	1907.2	4596.3	206.80	0.106E+11
27	1836.7	4472.4	206.68	0.105E+11
28	1776.7	4375.4	206.50	0.105E+11
29	1728.2	4297.9	206.26	0.104E+11
30	1688.2	4241.2	206.25	0.104E+11
31	1655.2	4197.5	206.17	0.103E+11
32	1628.0	4161.6	206.10	0.103E+11
33	1584.1	4134.5	206.05	0.103E+11
34	1552.9	4110.7	206.00	0.103E+11
35	1528.0	4091.4	205.97	0.102E+11
36	1504.0	4075.2	205.93	0.102E+11
37	1501.0	4060.3	205.91	0.102E+11

INITIAL WATER SURFACE ELEVATION : 208.00
 MAXIMUM WATER SURFACE ELEVATION : 213.04
 MAXIMUM DISCHARGE FROM THE DAM : 9069.58

Tableau 7. Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 206.0

OUTFLOW HYDROGRAPH FROM MANANTALI DAM

TIME (DAYS)	INFLOW (M3/S)	OUTFLOW (M3/S)	ELEV (MASL)	STORAGE (M3)
1	1553.1	1505.3	206.00	0.103E+11
2	1784.9	1513.4	206.03	0.103E+11
3	2547.0	1544.0	206.12	0.103E+11
4	3738.6	1615.8	206.38	0.104E+11
5	6938.2	1774.3	207.09	0.107E+11
6	9568.4	1956.3	208.22	0.113E+11
7	11687.8	2162.7	209.65	0.120E+11
8	12867.7	7351.4	210.94	0.127E+11
9	11881.0	8006.3	211.75	0.131E+11
10	10468.1	8424.0	212.25	0.133E+11
11	8963.1	8593.7	212.46	0.134E+11
12	7660.7	8555.6	212.41	0.134E+11
13	6573.8	8365.1	212.18	0.133E+11
14	5676.6	8070.9	211.82	0.131E+11
15	4937.8	7711.7	211.38	0.129E+11
16	4330.0	7317.3	210.89	0.126E+11
17	3829.9	6917.7	210.38	0.124E+11
18	3418.5	6528.4	209.86	0.121E+11
19	3079.9	6172.1	209.36	0.119E+11
20	2801.2	5842.6	208.86	0.116E+11
21	2571.8	5549.3	208.36	0.113E+11
22	2383.0	5259.6	207.87	0.111E+11
23	2227.5	4960.0	207.36	0.108E+11
24	2099.5	4683.5	206.84	0.106E+11
25	1994.1	4456.6	206.34	0.104E+11
26	1907.2	4247.4	205.87	0.102E+11
27	1835.7	4058.5	205.44	0.100E+11
28	1776.7	3886.1	205.00	0.983E+10
29	1729.2	3750.4	204.62	0.966E+10
30	1688.2	3631.9	204.25	0.951E+10
31	1655.2	3526.2	203.92	0.936E+10
32	1628.0	3448.0	203.68	0.926E+10
33	1584.1	3391.4	203.45	0.916E+10
34	1552.9	3334.8	203.14	0.903E+10
35	1528.0	3288.5	202.90	0.892E+10
36	1504.0	3260.9	202.72	0.885E+10
37	1501.0	3241.1	202.55	0.877E+10

INITIAL WATER SURFACE ELEVATION : 206.00
 MAXIMUM WATER SURFACE ELEVATION : 212.46
 MAXIMUM DISCHARGE FROM THE DAM : 9593.73

Tableau 8. Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 204.0.

OUTFLOW HYDROGRAPH FROM MANANTALI DAM

TIME (DAYS)	INFLOW (M3/S)	OUTFLOW (M3/S)	ELEV (MASL)	STORAGE (M3)
1	1553.1	1314.7	204.00	0.940E+10
2	1784.9	1327.2	204.06	0.942E+10
3	2547.0	1355.3	204.20	0.948E+10
4	3738.6	1413.8	204.51	0.962E+10
5	6938.2	1530.4	205.26	0.994E+10
6	9568.4	1680.0	206.59	0.105E+11
7	11687.8	1840.6	208.21	0.113E+11
8	12867.7	1978.6	209.94	0.122E+11
9	11881.0	7598.0	211.24	0.128E+11
10	10468.1	8067.5	211.82	0.131E+11
11	8963.1	8284.9	212.08	0.132E+11
12	7660.7	8288.4	212.09	0.132E+11
13	6573.8	8134.6	211.90	0.131E+11
14	5676.6	7873.2	211.58	0.130E+11
15	4937.8	7541.2	211.17	0.128E+11
16	4330.0	7175.2	210.72	0.126E+11
17	3829.9	6796.5	210.22	0.123E+11
18	3418.5	6432.5	209.73	0.121E+11
19	3079.9	6090.8	209.24	0.118E+11
20	2801.2	5779.1	208.75	0.115E+11
21	2571.8	5493.1	208.26	0.113E+11
22	2383.0	5204.0	207.77	0.110E+11
23	2227.5	4908.1	207.27	0.108E+11
24	2099.5	4645.6	206.76	0.106E+11
25	1994.1	4423.4	206.27	0.104E+11
26	1907.2	4218.4	205.81	0.102E+11
27	1835.7	4033.7	205.38	0.999E+10
28	1776.7	3867.8	204.95	0.981E+10
29	1728.2	3735.5	204.58	0.965E+10
30	1688.2	3618.3	204.21	0.949E+10
31	1655.2	3515.7	203.89	0.935E+10
32	1628.0	3441.7	203.66	0.925E+10
33	1584.1	3386.1	203.43	0.915E+10
34	1552.9	3328.8	203.11	0.901E+10
35	1528.0	3284.3	202.88	0.891E+10
36	1504.0	3258.5	202.70	0.884E+10
37	1501.0	3238.9	202.52	0.876E+10

INITIAL WATER SURFACE ELEVATION : 204.00
 MAXIMUM WATER SURFACE ELEVATION : 212.09
 MAXIMUM DISCHARGE FROM THE DAM : 8288.36

Tableau 9. Résultats de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 202.0.

OUTFLOW HYDROGRAPH FROM MANANTALI DAM

TIME (DAYS)	INFLOW (M3/S)	OUTFLOW (M3/S)	ELEV (MASL)	STORAGE (M3)
1	1553.1	1529.5	202.00	0.854E+10
2	1784.9	1532.0	202.08	0.857E+10
3	2547.0	1547.7	202.48	0.875E+10
4	3738.6	1600.9	203.01	0.897E+10
5	6938.2	1711.5	203.74	0.928E+10
6	9568.4	1835.3	205.04	0.984E+10
7	11687.8	1958.8	206.80	0.106E+11
8	12867.7	2083.0	208.63	0.115E+11
9	11881.0	2187.2	210.34	0.124E+11
10	10468.1	7733.3	211.41	0.129E+11
11	8963.1	7995.3	211.73	0.131E+11
12	7660.7	8038.8	211.78	0.131E+11
13	6573.8	7920.4	211.64	0.130E+11
14	5676.6	7688.8	211.36	0.129E+11
15	4937.8	7382.0	210.98	0.127E+11
16	4330.0	7041.1	210.54	0.125E+11
17	3829.9	6680.6	210.07	0.122E+11
18	3418.5	6339.4	209.60	0.120E+11
19	3079.9	6010.2	209.12	0.117E+11
20	2801.2	5714.7	208.64	0.115E+11
21	2571.8	5435.5	208.16	0.112E+11
22	2383.0	5146.8	207.68	0.110E+11
23	2227.5	4854.2	207.17	0.108E+11
24	2099.5	4605.4	206.67	0.105E+11
25	1994.1	4387.6	206.19	0.103E+11
26	1907.2	4186.9	205.74	0.101E+11
27	1835.7	4006.5	205.31	0.996E+10
28	1776.7	3847.7	204.90	0.978E+10
29	1728.2	3719.0	204.53	0.962E+10
30	1688.2	3603.0	204.15	0.946E+10
31	1655.2	3503.6	203.86	0.934E+10
32	1628.0	3434.1	203.63	0.924E+10
33	1584.1	3379.3	203.39	0.914E+10
34	1552.9	3321.0	203.06	0.899E+10
35	1523.0	3278.7	202.84	0.890E+10
36	1504.0	3254.9	202.67	0.883E+10
37	1501.0	3235.7	202.49	0.875E+10

INITIAL WATER SURFACE ELEVATION : 202.00
 MAXIMUM WATER SURFACE ELEVATION : 211.78
 MAXIMUM DISCHARGE FROM THE DAM : 8038.84

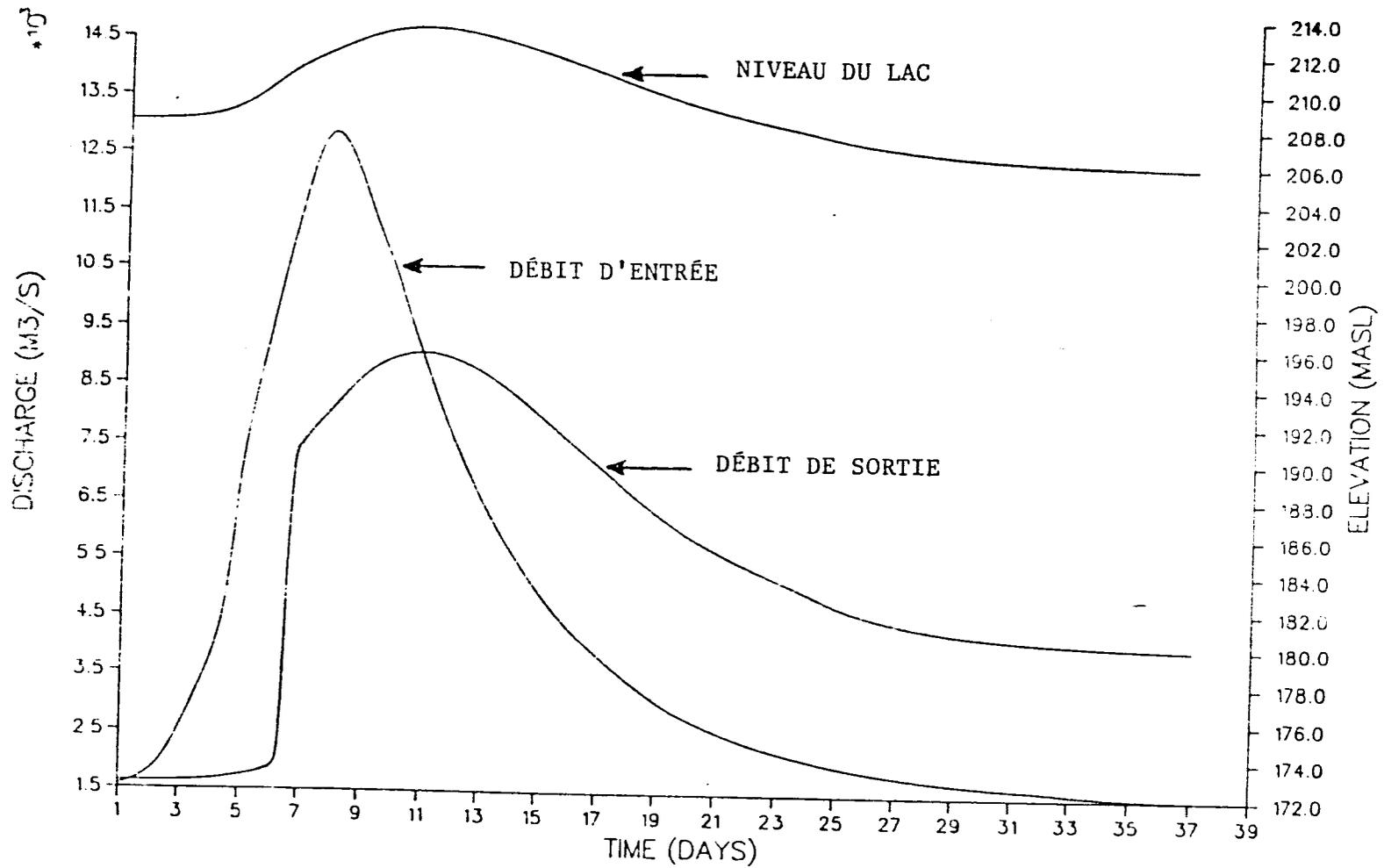


Figure 10. Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac=208.0

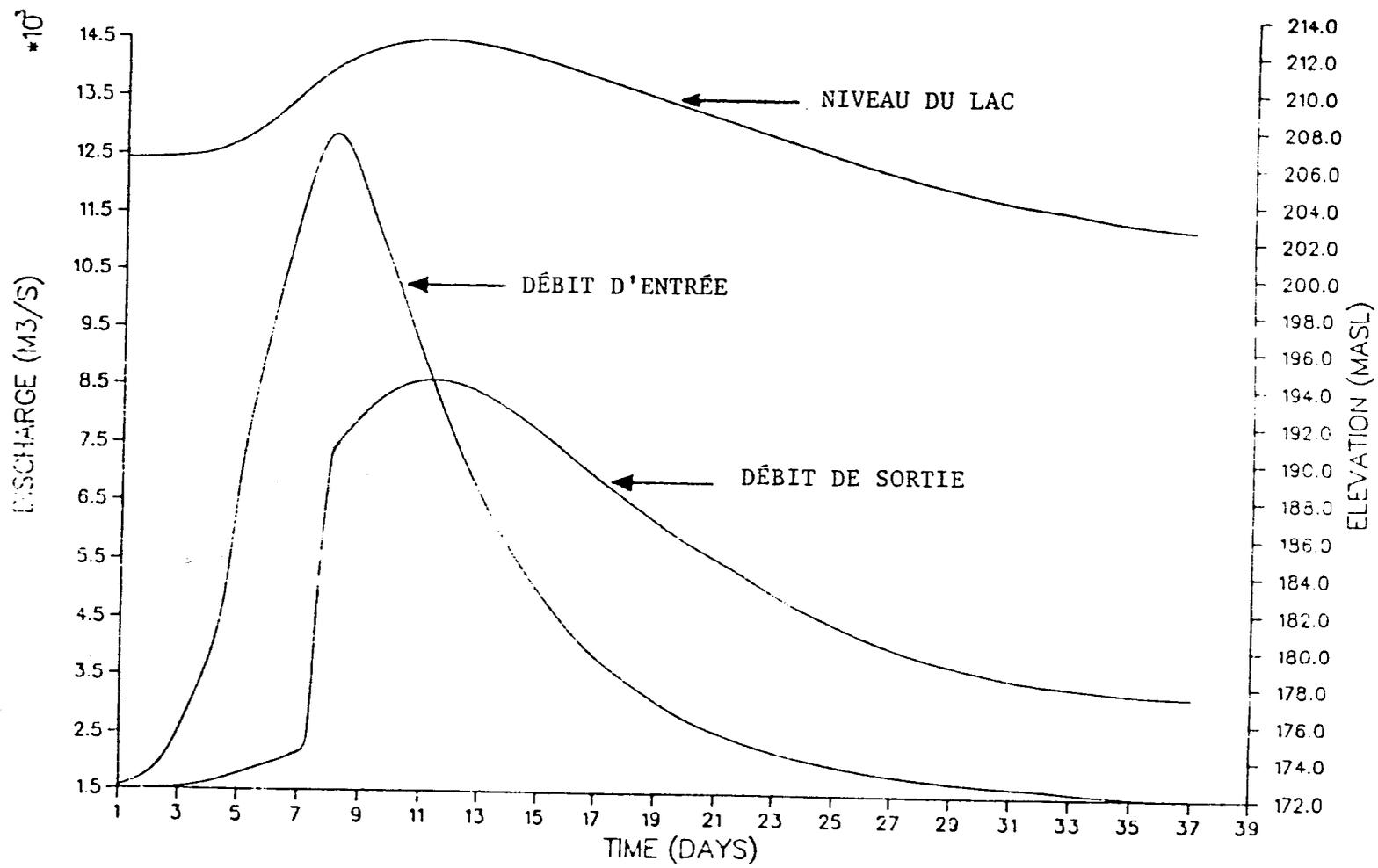


Figure 11. Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 206.0.

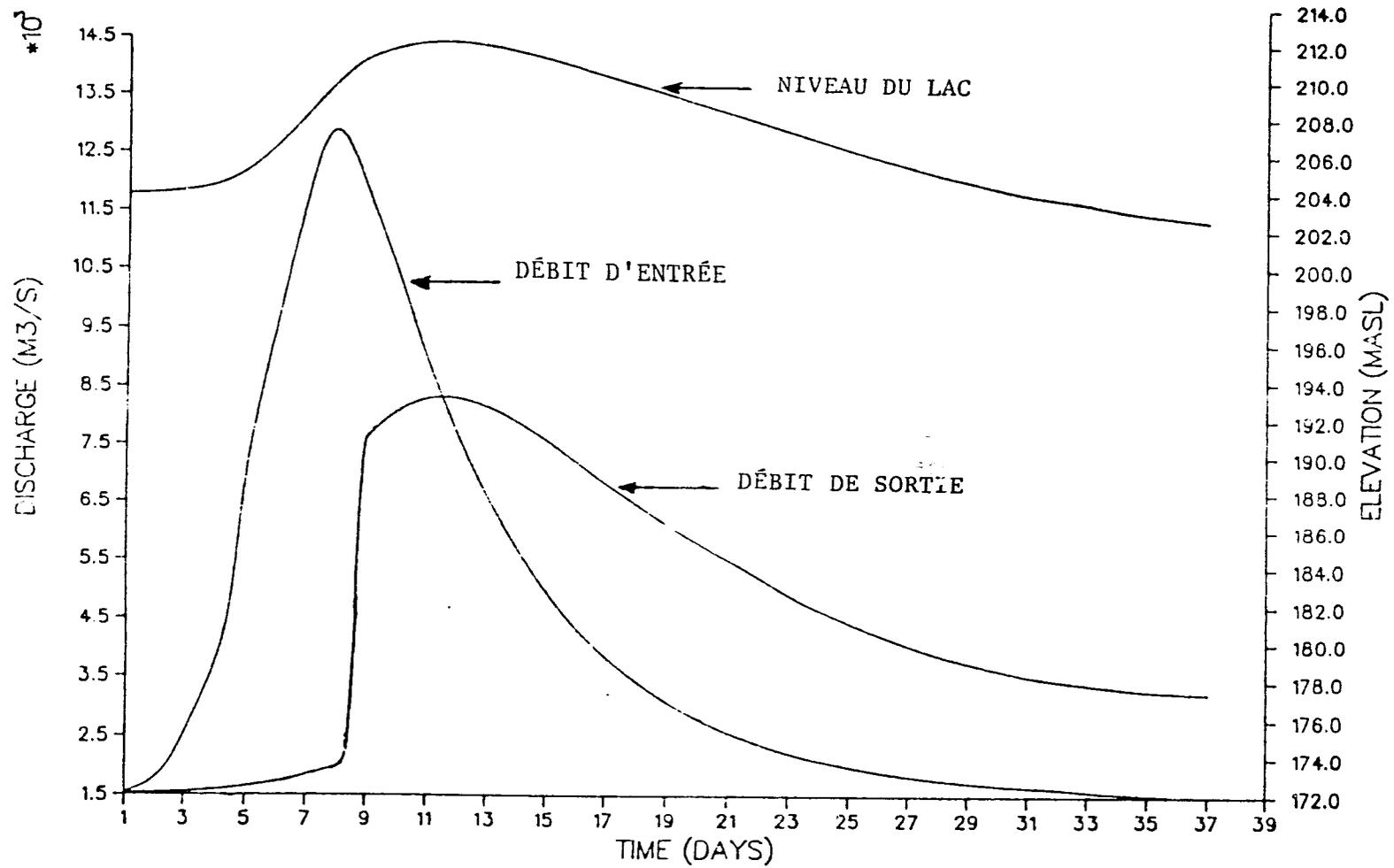


Figure 12. Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 204.0.

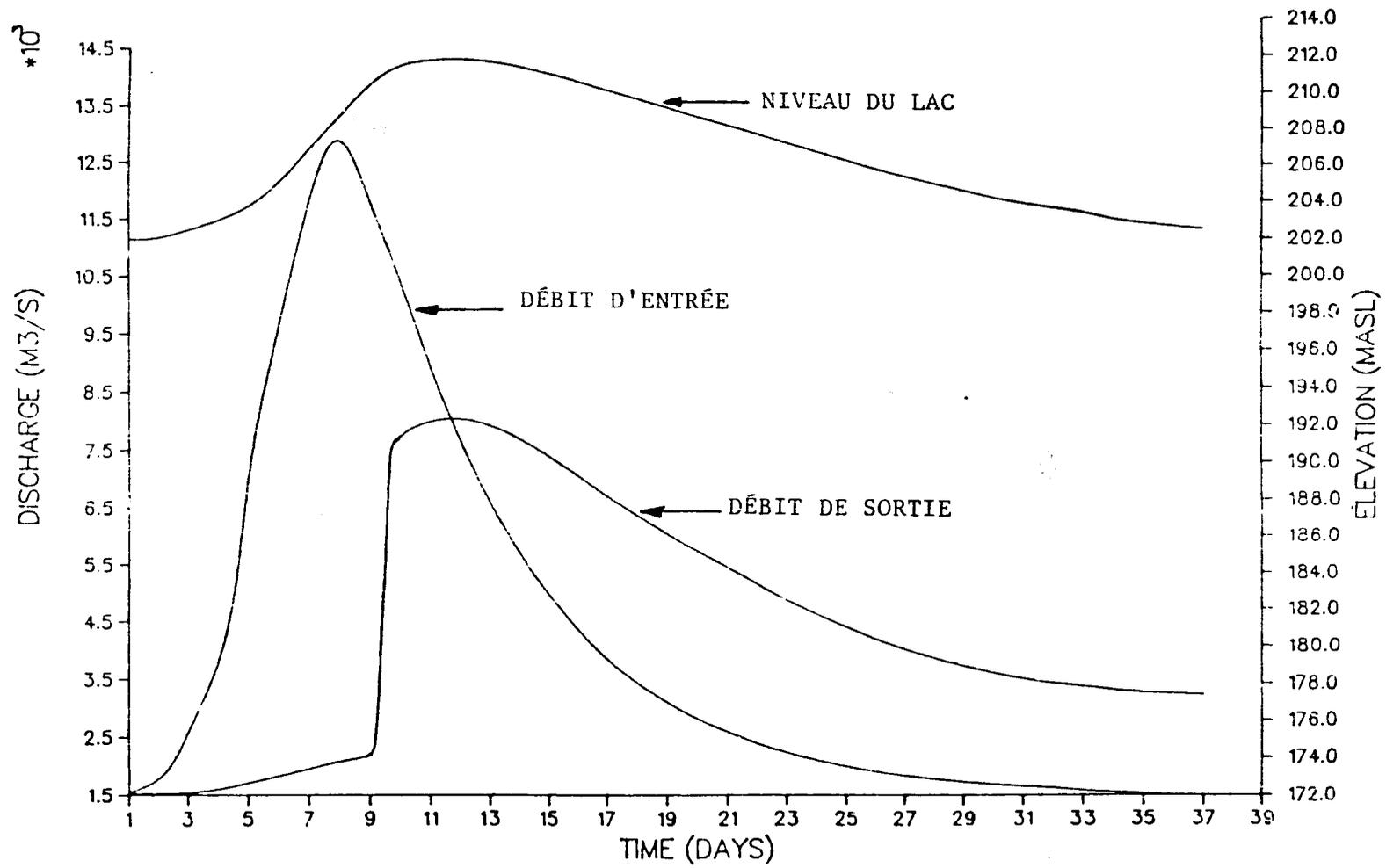


Figure 13. Graphique de la propagation de la CMP: niveau initial du lac = 202.0.

CHAPITRE VII

SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Sommaire

Le développement des ressources hydriques du Bassin versant du fleuve Sénégal, localisé en Afrique de l'Ouest, inclut initialement la construction de deux barrages sur le réseau du fleuve. Le Barrage de Manantali localisé sur la rivière Bafing sera le plus grand des deux. Conçu comme étant une structure polyvalente, le barrage fournira des bienfaits et profits à l'agriculture, la navigation, l'énergie hydroélectrique et aux utilisateurs domestiques et industriels de l'eau, en plus de fournir une protection contre les crues. Étant donné que le Barrage de Manantali sera la seule structure régulatrice sur un cours d'eau sujet à des écoulements hautement variables, il doit être capable d'opérer sous des conditions extrêmes.

Par souci de fournir une vérification indépendante de la conception et pour examiner les procédures opérationnelles durant de grandes crues, cette étude a été conçue dans le but de développer une crue maximale probable (CMP) sur le Réservoir Manantali. La CMP a été développée à partir de la conception de la précipitation maximale probable (PMP). Les estimés des valeurs de la PMP ainsi que la durée et répartition temporelle de tempêtes ont été déterminés à partir d'approche statistique et historique. Un modèle hydrologique a été formulé et calibré pour simuler les processus de précipitation-ruissellement et de propagation sur le Bassin de la rivière Bafing.

Les données utilisées tout au long de ce projet ont été principalement obtenues de rapports précédents concernant le fleuve Sénégal et ses tributaires.

L'application du modèle à la région d'étude a fourni un estimé de la crue maximale probable qui pourrait se produire à l'emplacement du barrage. Diverses exécutions du programme ont été réalisées en fixant diverses conditions initiales. Les propagations ont été analysées pour déterminer la capacité du réservoir qui laisserait passer et atténuerait de grandes crues de façon sécuritaire. En plus d'examiner la performance du système de déversoirs, les diverses exécutions ont été revues en accordant une attention particulière à l'opération du barrage pendant les périodes de crues.

Conclusions

Le modèle hydrologique développé durant cette étude a été calibré en utilisant quatre hydrogrammes de crue enregistrés à la station de jaugeage de Dibia. Les résultats des passes de calibration indiquent que le modèle peut simuler adéquatement le processus de précipitation-ruissellement sur le Bassin de la rivière Bafing. En conséquence, il a été conclu que le modèle informatisé, MAIN, est applicable à la région d'étude pour prédire et propager des hydrogrammes de crue.

Durant le développement de la précipitation maximale probable, la distribution gamma a bien corrélé les précipitations enregistrées. Les enregistrements historiques ont également montré que les précipitations produisant les crues duraient de 4 à 10 jours. L'utilisation d'une durée de 7 jours pour la PMP s'est avérée une période réaliste et acceptable. La comparaison de cet estimé de la PMP (voir le Tableau 4) à un

estimé de Riedel (1983) concernant le fleuve Narmada en Inde a permis de constater que la valeur se situait dans une plage acceptable.

L'application du modèle et de l'estimé de la PMP au bassin versant a fourni un estimé de la crue maximale probable. Le débit de pointe calculé pour quatre conditions initiales s'est situé entre 97 et 108 pour cent du débit de pointe estimé par le Groupement Manantali et utilisé comme critère de conception. Les résultats de 32 propagations de crue indiquent que le niveau du lac dépasse la crête du barrage, située à une élévation de 212.50 mètres au-dessus du niveau de la mer, pour 14 de ces crues.

Quoique les résultats suggèrent que le potentiel de submersion complète du barrage durant la CMP est plutôt élevé, il faut se rappeler que l'opération des vannes des déversoirs joue un rôle considérable sur le contrôle des hauts niveaux du lac. Des exécutions du programme ont été effectuées avec une condition initiale d'humidité du sol élevée, un niveau du lac de 208.00 et les vannes des déversoirs complètement ouvertes. Sous ces conditions, l'élévation maximale enregistrée a atteint 211.93 mètres au-dessus du niveau de la mer.

En conclusion, l'étude a révélé que même si la crue pour conception basée sur la précipitation maximale probable a fourni des débits plus forts que ceux obtenus selon une approche statistique utilisée dans les rapports précédents, les résultats de la propagation des crues de conception des deux méthodes sont comparables. Le recouvrement du barrage par la CMP développée durant cette étude peut être contrée si le système actuel de déversoirs est opéré avec efficacité et précaution durant les événements extrêmes de ruissellement.

Recommandations

Il est fortement recommandé qu'une étude plus complète et détaillée soit entreprise pour établir les règles d'opération et les procédures pour contrôler le niveau du lac durant la période de la crue annuelle. Le modèle informatisé développé durant ce projet pourrait être utilisé pour aider à établir de telles règles. Il pourrait également être utilisé pour établir des pratiques standardisées d'opération pendant la période de "relâche artificielle de la crue". De plus, il est suggéré que ce modèle puisse être utilisé comme outil de gestion en rapport à l'analyse des risques d'utiliser la crue emmagasinée pour la production hydroélectrique. L'abaissement du réservoir durant la période de faibles entrées d'eau peut être simulée en se basant sur les demandes en eau en aval du barrage.

Un système avertisseur devrait être implanté sur le bassin pour alerter les opérateurs du barrage des conditions d'augmentation des débits en rivière. L'utilisation de la jauge à Dakka-Saidou, par exemple, pourrait fournir des informations valables concernant l'approche d'une crue. Une jauge de niveau d'eau installée à l'extrémité amont du réservoir pourrait également servir comme partie du système d'alerte. Avec l'avertissement à distance, le barrage pourrait être opéré de façon telle que le recouvrement et les variations non nécessaires du débit sortant du réservoir soient évités. L'information de ce système doit être acheminé par un certain type de système de communication fiable et requérant un minimum d'opérations manuelles.

L'enregistrement de l'élévation de la rivière n'est pas l'unique

système d'avertissement qui pourrait être implanté. En ayant en estimé opportun et fiable de la précipitation se produisant à la surface du bassin versant, la simulation du ruissellement attendu peut être faite plus précisément. Ces prévisions pourraient être ensuite utilisées pour l'opération journalière, jour après jour. Ces valeurs de précipitation peuvent être aussi bien transmises par satellites que par lignes téléphoniques ou par radio. L'utilisation du radar pour estimer l'intensité et l'étendue de la précipitation devient largement répandue. La sélection du système de communication est, évidemment, dépendante des conditions individuelles et des ressources disponibles pour l'établissement des centres de contrôle nécessaires.

Une meilleure calibration du modèle pourrait être atteinte en obtenant des enregistrements de débits à Soukoutali et Dakka-Saidou et des données de précipitation dans la haute portion de la rivière Bafing. Des jauges de débit additionnelles, localisées dans la haute portion du bassin (près de la confluence des sous-bassins 1 et 2, Figure 2), de même que d'autres stations pluviométriques à l'intérieur du bassin aideraient également à atteindre une meilleure calibration et une meilleure compréhension des caractéristiques hydrologiques de la région. Au besoin, des raffinements au modèle, tels des taux variables d'évapotranspiration, pourraient être faits pour mieux simuler et prédire les débits futurs.

Une dernière suggestion concernant des études et recherches ultérieures est de mener une étude qui vérifierait la corrélation des patrons de précipitation au début de la saison pluvieuse aux patrons de toute la saison. Riehl (1979) spécifie une telle étude effectuée par Winstanley (1974) pour l'Afrique de l'Ouest entre les latitudes 10° et 20°

nord, à partir de l'Atlantique jusqu'au lac Tchad. Dans l'éventualité où une forte corrélation existe, certaines décisions générales concernant l'opération du réservoir peuvent être faites tôt durant la saison des pluies.

REFERENCES

- Benson, Manuel A. 1973. Thoughts on the design of design floods. Floods and droughts, Proceedings of the Second International Symposium in Hydrology, September 11-13, 1972. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.
- Carnahan, Brice, H. A. Luther, and James O. Wilkes. 1969. Applied numerical methods. John Wiley and Sons, New York.
- Carter, R. W., and R. G. Godfrey. 1960. Storage and flood routing, Manual of Hydrology: Part 3 Flood-Flow techniques. Geological Survey Water-Supply Paper 1543-B, Department of the Interior, Washington, D. C.
- Chow, Ven Te. 1961. A general formula for hydrologic frequency analysis. Transactions American Geophysical Union 32:231-237.
- Chow, Ven Te. 1964. Handbook of applied hydrology. McGraw-Hill Book Company, New York.
- Clark, C. O. 1945. Storage and the unit hydrograph. Transactions ASCE 110:1419-1446.
- Crawford, N. H., and R. K. Linsley, Jr. 1966. Digital simulation in hydrology: Stanford Watershed Model IV. Technical Report No. 39, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Cunge, J. A. 1969. On the subject of a flow propagation computation method (Muskingum Method). Journal of Hydraulics Research 7(?): 205-230.
- Dooqe, J.C.I. 1959. A general theory of the unit hydrograph. Journal of Geophysical Research 64(1):211-256.
- Fletcher, R. D. 1950. Relation between maximum precipitation and areal rainfall values. Transactions American Geophysical Union 31:344.
- Fread, D. L. 1981. Flood routing: A synopsis of past, present, and future capability. Proceedings of the International Symposium on Rainfall-Runoff Modeling. Mississippi State University, May 18-21, 1981. Water Resources Publications, Littleton, Colorado.
- Fread, D. L. 1982. DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model. Office of Hydrology, National Weather Service, Department of Commerce, Silver Spring, Maryland (unpublished paper).

- Gannett Fleming Corddry and Carpenter. 1980. Assessment of environmental effects of proposed developments in the Senegal River Basin. Harrisburg, Pennsylvania.
- Garrison, Jack M., J. Granju, and James T. Price. 1969. Unsteady flow simulation in rivers and reservoirs. Proceedings ASCE, Journal of Hydraulics 95(HY5):1559-1576.
- Gilcrest, B. R. 1950. Engineering hydraulics, Chapter X-Flooding Routing. Hunter Rouse, ed., John A. Wiley, New York.
- Gill, M. A. 1978. Flood routing by the Muskingum method. Journal of Hydrology 36:353-363.
- Groupement Manantali. 1977. Etude D'execution du Barrage et de L'usine Hydroelectrique de Manantali. Mission A.1.2. Hydrologie. Dakar, Senegal.
- Groupement Manantali. 1979. Etude D'execution du Barrage de Manantali. Mission A.2.2. Modeles physique et mathematique. Dakar, Senegal.
- Haan, Charles T. 1979. Statistical methods in hydrology. Iowa State University Press, Ames, Iowa.
- Hansen, E. M., L. C. Schreiner, and L. F. Millier. 1982. Application of probable maximum precipitation estimates - United States east of the 105th meridian. Hydrometeorological Report No. 52, National Weather Service, Department of Commerce, Silver Springs, Maryland.
- Hardee, James E. 1971. Analysis of Colombian precipitation to estimate irrigation requirements. Utah Water Research Laboratory, Logan, Utah.
- Hershfield, D. M. 1965. Method for estimating probable maximum precipitation. Journal American Waterworks Association 57:965-972.
- James, L. Douglas, and Stephen J. Burges. 1982. Selection, calibration, and testing of hydrologic models, Chapter 11 - Hydrologic modeling of small watersheds. C. T. Haan, editor, American Society of Agricultural Engineers, St. Joseph, Michigan.
- Jennings, A. H. 1950. World's greatest observed point rainfall. Monthly Weather Review 73:4-5.
- Koelzer, Victor A., and Marcel Bitoun. 1964. Hydrology of spillway design floods: large structures - limited data. Proceedings ASCE, Journal of Hydraulics 90(HY3):261-293.

- Kohler, M.A., and R. K. Linsley, Jr. 1951. Predicting the runoff from storm rainfall. U.S. Weather Bureau Research Paper 34. Department of Commerce, Washington, D. C.
- Linsley, Ray K. Jr., Max A. Kohler, and Joseph L. H. Paulhus. 1975. Hydrology for Engineers. McGraw-Hill Book Company, New York.
- Lumb, A. M., F. Leslie Currie, Timothy D. Hassett, and John Zorich. 1975. GTWS: Georgia Tech watershed simulation model. Report ERC-01/5, Environmental Resources Center, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
- McCarthy, G. T. 1938. The unit hydrograph and flood routing. Unpublished manuscript, North Atlantic Division, U. S. Army Corps of Engineers.
- Myers, Vance A. 1967. The estimation of extreme precipitation as the basis for design floods - resume of practice in the United States. International Symposium on Floods and Their Computation, August 15-22, Leningrad.
- Nash, J. E. 1957. The form of the instantaneous unit hydrograph. International Association of Scientific Hydrology, Publication 45, 3:114-121.
- National Oceanic and Atmospheric Administration. 1963-1982. Hydro-meteorological reports No. 39-53. Department of Commerce, Washington, D. C.
- Nicholson, Sharon E. 1980. The nature of rainfall fluctuations in subtropical West Africa. Monthly Weather Review 108(4):473-487.
- Norbert Beynard. 1974. Programme integre de developpement du bassin du Senegal. France.
- Ojo, Oyediran. 1977. The climates of West Africa. Hanemann Educational Books, Ltds., London.
- OMVS. 1979. River Senegal. Organisation pour la mise en valeur due fleuve Senegal. Dakar, Senegal.
- ORSTOM. 1966. Precipitation journaliers de l'orgnie des stations a 1965-Mali. Service Hydrologique, Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-mer, Republique Francaise.
- Riedel, John. 1983. Unpublished report - Consulting Meteorologist on the Narmada River Project, India.
- Riehl, Herbert. 1979. Climate and weather in the tropics. Academic Press, New York.

- Riley, J. Paul. 1976. An evaluation of the terms of reference for the Manantali project and other notes. Utah State University, Logan, Utah.
- Rochette, C. 1965. Monographie hydrologique de fleuve Senegal - 4 Partie, Recueil de donnees numeriques, Tome 5 Debits journaliers dans la vallee. Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-mer, Republique Francaise.
- Senegal-Consult. 1970. Feasibility survey for the regulation of the Senegal River. Design of a System of Water Management Planning in the Upper Senegal River Catchment. Geneva, Switzerland.
- Sherman, L. K. 1932. Streamflow from rainfall by the unit-graph method. Engineering News-Record 108:501-505.
- State Climatologist, Utah. 1982. Unpublished report by the Office of the State Climatologist. Logan, Utah.
- Tatum, F. E. 1941. Flood routing by method of successive averages. U.S. Army Corps of Engineers, Rock Island District, (unpublished paper).
- U. S. Army Corps of Engineers. 1935. Missouri river. 73rd Congress, 2nd Session, H.D. 233:105. Washington, D. C.
- U. S. Army Corps of Engineers. 1960. Routing of floods through river channels. EM 1110-2-1408. Washington, D. C.
- U. S. Army Corps of Engineers. 1971. Runoff evaluation and streamflow simulation by computer. U. S. Army Engineer Division, North Pacific, Portland, Oregon.
- U. S. Army Corps of Engineers. 1973. HEC-1 flood hydrograph package, users manual. Hydrologic Engineering Center, Davis, California.
- U. S. Army Corps of Engineers. 1975. Program description and user manual for SSARR Model, streamflow synthesis and reservoir regulation. U. S. Army Engineer Division, North Pacific, Portland, Oregon.
- U. S. Bureau of Reclamation. 1975. Senegal River Basin water resources development analysis. Washington, D. C.
- U. S. Bureau of Reclamation. 1976. Senegal River Basin preliminary basic data examination and suggested study program. Washington, D. C.
- U. S. Bureau of Reclamation. 1979. Senegal River Basin, review of feasibility studies for proposed Manantali and Diama Reservoirs and related project purposes. Washington, D. C.

- U. S. Soil Conservation Service. 1971. Computer program for project formulation structure site analysis (DAMS2). Technical Release No. 48, Department of Agriculture, Washington, D. C.
- U. S. Soil Conservation Service. 1972. SCS National engineering handbook, section 4, hydrology. Department of Agriculture, Washington, D. C.
- U. S. Soil Conservation Service. 1973. Computer program for project formulation hydrology. Technical Release No. 20, Department of Agriculture, Washington, D. C.
- U. S. Weather Bureau. 1970. Probable maximum precipitation, Mekong River basin. Hydrometeorological Report No. 46, Weather Bureau, Department of Commerce, Washington, D. C.
- Viessman, Warren Jr., John W. Knapp, Gary L. Lewis, and the late Terence E. Harbaugh. 1977. Introduction to hydrology. A Dun-Donnelley Publisher, New York.
- Winstanley, D. 1974. Seasonal rainfall forecasting in West Africa. Nature London 284:464.
- World Meteorological Organization. 1973. Operational hydrology, Report No. 1, Manual for estimation of probable maximum precipitation. WMO-No. 332, Geneva, Switzerland.

APPENDICES

Appendice A

Modèle Hydrologique

1. PROGRAMME DU MODÈLE
2. INPUT-OUTPUT

PROGRAMME DU MODÈLE

```

C * * * * *
C "MAIN"-- A HYDROLOGIC RAINFALL-RUNOFF-ROUTING MODEL
C THIS PROGRAM WILL CALCULATE THE RUNOFF FROM A LARGE
C WATERSHED AND ROUTE THE FLOOD HYDROGRAPH THROUGH A RESER-
C VOIR. THE PROGRAM CONSISTS OF THREE MAIN SUBROUTINES.
C (1) RUNOFF
C (2) ROUTE
C (3) RESVOR
C OTHER SUBROUTINES THAT SUPPLEMENT "MAIN" ARE:
C ERROR
C DTCURV
C INTERP
C SUM
C * * * * *

INTEGER SUBBAS,NEXE,ICALL,ROUTIN
REAL CK,REACHL,KMUSK,RECQ,ABSERR,RELERR,AVERR,RSQ
DIMENSION QOUT(100),FLOW(100)
COMMON /BLOCK1/SUBBAS,CK,QOUT,FLOW
COMMON /BLOCK2/REACHL,RINCR,KMUSK,XMUSK,RTIME
COMMON /ALPHA/UNITS,TUNITS

C OPEN FILE TO STORE THE RESULTS OF 'MAIN'
OPEN(UNIT=2,NAME='FLOOD.DAT',TYPE='NEW')
OPEN(UNIT=3,NAME='HYDRO.DAT',TYPE='NEW')
WRITE(5,*) 'WHAT TYPE OF UNITS ARE BEING USED? ENGLISH OR METRIC'

WRITE(5,*) ' IF ENGLISH TYPE E. IF METRIC TYPE M.'
READ(5,10)UNITS
FORMAT(A1)
10 WRITE(5,*) 'WHAT TIME UNITS ARE BEING USED? HOURS OR DAYS'
WRITE(5,*) ' IF HOURS TYPE H. IF DAYS TYPE D.'
READ(5,10)TUNITS
DO 50 I=1,100
50 FLOW(I)=0.0
ICALL=0

C OPEN FILE CONTAINING THE SEQUENCE OF INSTRUCTIONS TO BE EXECUTED BY
C 'MAIN' PROGRAM. USING A FILE OF THIS SORT WILL ALLOW THE USER MORE
C VERSITILTY IN OPTIMIZING AND CALIBRATING.
OPEN(UNIT=1,NAME='SEQEXE.DAT',TYPE='OLD')

READ(1,*)NEXE
DO 100 I=1,NEXE
READ(1,30)ROUTIN,SUBBAS
30 FORMAT(I2,1X,I2)
IF(ROUTIN.EQ.11)CALL RUNOFF
IF(ROUTIN.NE.22)GO TO 1900
ICALL=ICALL+1
CALL ROUTE(ICALL)
1900 CONTINUE
IF(ROUTIN.EQ.33)CALL SUM
IF(ROUTIN.EQ.44)CALL RESVOR
IF(ROUTIN.EQ.55)CALL ERROR(FLOW,UNITS,TUNITS)
100 CONTINUE
CLOSE(UNIT=1,DISPOSE='KEEP')
CLOSE(UNIT=2,DISPOSE='KEEP')
CLOSE(UNIT=3,DISPOSE='KEEP')
WRITE(5,90)
90 FORMAT(' THE RESULTS OF THIS PROGRAM ARE STORED IN FILE=FLOOD.DAT.

1 '//, 'THE RESULTS INCLUDE: ',T23, 'SUMMED HYDROGRAPHS '//,
2 T23, 'RESULTS FROM CHANNEL ROUTING '//,
3 T23, 'RESULTS FROM RESERVOIR ROUTING '//,
4 ' THE RUNOFF HYDROGRAPHS FOR EACH SUBBASIN ARE STORED IN
5 FILE=HYDRO.DAT.')
STOP
END

```

```

C   THIS SUBROUTINE CALCULATES THE AMOUNT OF EXCESS PRECIPITATION
C   FROM AN INDIVIDUAL SUBBASIN AND TRANSFORMS THAT VALUE INTO
C   AN OUTFLOW HYDROGRAPH AT THE OUTLET.
C * * * * *
SUBROUTINE RUNOFF
COMMON /BLOCK1/SUBBAS,CK,QOUT,FLOW
COMMON /BLOCK2/REACHL,RINCR,KMUSK,XMUSK,RTIME
COMMON /ALPHA/UNITS,TUNITS
DIMENSION QOUT(100),FLOW(100)
REAL*8 FNAME
INTEGER NPAIRS,SUBBAS,T,BGRAIN,EDRAIN,NQINS,PT,NPOINT
REAL ACAREA(10),AREA,DA,DELTIM,DFAREA,DIFPER,DROV,EXPAIN,
1 HYEDIM(50),CK,NRAINT,PERTC(10),PERT,PRECIP,QIN(100),
2 ROCOEF,TC,TIME,TRAIPT,CQIN,CQOUT,REACHL,INAREA,
3 SAREA(20),QRATE,KEY,RECQ,ARSERR,RELERR,AVERR,SUM,BASEQ,
4 BFLOW,DBQET,TOTALQ,SMI(10),ROP(10,5),ROPMAX,ROPMIN,FIELEC,WILTPT,
5 SMIT,DPROF,DIFSMI,ET,INFILT,RSQ,KMUSK,PSAREA,RI(5)
WRITE(5,*) 'PERFORMING "RUNOFF" ON SUBBASIN ',SUBBAS

C -----
C THE FOLLOWING OPENS THE EXISTING DATA FILES ON EACH SUBBASIN
OPEN(UNIT=7,NAME='NAME.DAT',TYPE='NEW',CARRIAGECONTROL='LIST')
WRITE(7,999)SUBBAS
999  FORMAT('SB',I2,'.DAT')
REWIND 7
READ(7,999)FNAME
999  FORMAT(A8)
WRITE(5,001)FNAME
001  FORMAT(' ',A8)
OPEN(UNIT=4,NAME=FNAME,TYPE='OLD')
READ(4,*)DA,TC,DELTIM,NPAIRS,CQIN
READ(4,*)REACHL,RINCR,KMUSK,XMUSK,RTIME
WRITE(5,*) 'CQIN = ',CQIN, ' DOES IT NEED TO CHANGE'
READ(5,15)ANSWER
15   FORMAT(A1)
IF(ANSWER.EQ.'N')GO TO 9999
WRITE(5,*) 'GIVE VALUE OF CQIN'
READ(5,*)CQIN
9999  CONTINUE
C THE ABOVE DATA READ IN MUST BE EXPRESSED IN THE FOLLOWING UNITS
C   DA   -DRAINAGE AREA OF THE SUBBASIN,SQUARED KM
C   TC   -TIME OF CONCENTRATION,DAYS
C   DELTIM-TIME INCREMENT FOR RUNOFF HYDROGRAPH,DAYS
C   NPAIRS-NUMBER OF POINTS THAT DEFINE THE TIME-AREA CURVE
C   CQIN  -ROUTING COEFFICIENT USED TO DEFINE THE INSTANTANEOUS
C         HYETOGRAPH
C   REACHL-REACH LENGTH TO THE NEXT DOWNSTREAM SUBBASIN OUTLET
C   RINCR -INCREMENTAL LENGTH USED IN CHANNEL ROUTING.
C   KMUSK -MUSKINGUM COEFFICIENT IN UNITS OF TIME.
C   XMUSK -MUSKINGUM X COEFFICIENT.
C   RTIME -TIME INTERVAL FOR ROUTING.
C -----
C NEXT READ IN THE TIME-AREA RELATION
C   PERTC(I) -PERCENTAGE OF THE TC FOR THE SUBBASIN. TC FOR
C             SUBAREA DIVIDED BY THE SUBBASIN TC.
C             RANGE: 0.0 - 1.0
C   ACAREA(I)-ACCUMULATED SUBAREAS WHOSE TIME OF CONCENTRATION
C             IS EQUAL OR LESS THAN PERTC(I)*TC
C             RANGE: 0.0 - DA
DO 100 I=1,NPAIRS
100  READ(4,*)PERTC(I),ACAREA(I)
C -----

```

```

C READ IN STORM EVENT. THIS MAY BE KNOWN DATA OR A DIMENSIONLESS
C HYETOGRAPH.
C HYEDIM(T)-HYETOGRAPH ORDINATE FROM TIME TZERO
C PRECIP-TOTAL AMOUNT OF PRECIPITATION DURING THE STORM. IF
C ACTUAL EVENT IS GIVEN, THEN PRECIP=1.0.
C T -TIME IN DAYS SINCE TZERO, WHERE TZERO MARKS THE
C BEGINNING OF ANY RAIN IN THE BASIN RIVER BASIN.
C BGRAIN-TIME AT WHICH THE EVENT BEGINS
C EDPAIN-TIME AT WHICH THE PRECIP STOPS IN THE SUBBASIN
C READ(4,*)PRECIP,BGRAIN,EDRAIN
C KEY=0.0
C DO 125 J=1,50
C IF (KEY.EQ.1.0)GO TO 1000
C READ(4,*)T,HYEDIM(J)
C IF(T.EQ.EDRAIN)KEY=1.0
125 CONTINUE
1000 CONTINUE
C -----
C READ IN DATA CONCERNING THE SOIL MOISTURE-RUNOFF RELATIONSHIP. AN
C INITIAL ESTIMATE OF THE SOIL MOISTURE INDEX MUST BE GIVEN.
C SMI(I)-SOIL MOISTURE INDEX (MM/IN)
C ROP(I)-PERCENT RUNOFF THAT CORRESPONDS TO SMI(I)
C FIELDC-DEPTH OF WATER HELD IN A COLUMN OF SOIL AFTER FREE
C DRAINAGE (MM/IN)
C WILTPT-DEPTH OF WATER HELD IN A COLUMN OF SOIL WHEN SOIL WATER
C TENSION EQUALS THE SUCTION FORCE OF THE PLANTS. (MM/IN)
C ET -AVERAGE DAILY EVAPOTRANSPIRATION RATE (MM/DAY,IN/DAY)
C SMIT -SOIL MOISTURE INDEX AT TIME =T
C ROPMAX-THE MAXIMUM RUNOFF COEFFICIENT THAT APPLIES WHEN
C SMIT=FIELDC
C ROPMIN-THE MINIMUM RUNOFF COEFFICIENT THAT APPLIES WHEN
C SMIT=FIELDC
C NPOINT-NUMBER OF POINTS THAT DEFINE THE SOIL MOISTURE-RUNOFF CUR
C READ(4,*)FIELDC,WILTPT,ET,SMIT,ROPMAX,ROPMIN,NPOINT,IOPT
C IF(IOPT.EQ.1)GO TO 149
C READ(4,*)(RI(L),L=1,IOPT-1)
149 DO 150 I=1,NPOINT
150 READ(4,*)SMI(I),(ROP(I,J),J=1,IOPT)

155 WRITE(3,10)SUBBAS
10 FORMAT('1',T21,'RUNOFF HYDROGRAPH FROM SUBBASIN #',I2,/)
WRITE(3,71)
71 FORMAT('0',T12,'TIME',T23,'COMPUTED Q',T38,'TOTAL Q')
D WRITE(3,72)
D72 FORMAT('+',T53,'RECORDED Q',T68,'ABS ERROR',T83,'REL ERROR')
IF(UNITS.EQ.'M')GO TO 4500
IF(TUNITS.EQ.'H')GO TO 4100
CK=26.78
WRITE(3,80)
80 FORMAT(' ',T11,'(DAYS)')
GO TO 4300

4100 CK=645.0
WRITE(3,81)
81 FORMAT(' ',T11,'(HOURS)')
4300 WRITE(3,92)
82 FORMAT('+',T26,'(CFS)',T39,'(CFS)')
D WRITE(3,73)
D73 FORMAT('+',T56,'(CFS)',T70,'(CFS)',T87,'(%)')
GO TO 5100

4500 IF(TUNITS.EQ.'H')GO TO 4700
CK=0.012
WRITE(3,80)
GO TO 5000

```

```

4700  CK=0.278
      WRITE(3,81)
5000  WRITE(3,83)
83    FORMAT(' ',T25,'(M3/S)',T39,'(M3/S)')
D     WRITE(3,74)
D74   FORMAT(' ',T15,'(M3/S)',T70,'(M3/S)',T87,'(%)')

20    FORMAT(T12,I3,T22,F9.1,T35,F9.1)
D21   FORMAT(' ',T52,F9.1,T67,F9.1,T82,F7.2)
5100  CONTINUE
-----
C     BEGIN TIME LOOP FOR RAINFALL-RUNOFF.  RUNOFF STEPS CARRIED OUT
C     ONLY DURING THE TIME OF ACTUAL PRECIPITATION.
C     ESTABLISH A TIME-AREA DIAGRAM USING THE EXISTING TIME-AREA
C     RELATION.
      I=2
      DURAT=DELTIM
      PERT=DURAT/TC
      IF(PERT.GT.1.0)PERT=1.0
      J=1
      PSAREA=0.0
      INAREA=0.0
      SAREA(1)=0.0
      DO 175 K=2,50
        IF(PERT.GT.1.0)GO TO 1500
        SAREA(J)=0.0
        DO 180 KK=1,20
          IF(SAREA(J).GT.0.0)GO TO 2000
          IF((PERTC(I-1).LE.PERT).AND.(PERTC(I).GE.PERT))GO TO 1600
          GO TO 1700
1600   DFAREA=ACAREA(I)-ACAREA(I-1)
        DIFPER=PERTC(I)-PERTC(I-1)
        AREA=ACAREA(I-1)+(PERT-PERTC(I-1))/DIFPER+DFAREA
        INAREA=INAREA+PSAREA
        SAREA(J)=AREA-INAREA
        PSAREA=SAREA(J)
        GO TO 180
1700   I=I+1
180    CONTINUE
2000   J=J+1
        DURAT=DURAT+DELTIM
        PERT=DURAT/TC

C     THE FOLLOWING INSTRUCTIONS ARE USED WHEN TC/DELTIM DOES NOT
C     EQUAL AN INTEGER.  THIS WILL NORMALLY BE THE CASE BECAUSE
C     OF THE LACK OF DETAILED RAINFALL DATA IN TIME INCREMENTS
C     LESS THAN 1 DAY.
      TCHECK=(DURAT-DELTIM)/TC
      IF((PERT.GT.1.0).AND.(TCHECK.LT.1.0))GO TO 2100
      GO TO 175
2100   SAREA(J)=DA-AREA
      J=J+1
175    CONTINUE
1500  NQINS=J-1
C     NOTE: NQINS IS THE NUMBER OF ORDINATES IN THE TIME-AREA DIAGRAM

C     * * * * *
C     CALCULATE THE INSTANTANEOUS HYDROGRAPH AT THE SUBBASIN OUTLET.
C     CONVERT THIS INTO A TRUE OUTFLOW HYDROGRAPH USING
C     CLAPK'S PROCEDURE.

      CQOUT=1.0-CQIN
      MM=NQINS-BCRAIN+EDRAIN
C     NOTE: MM EQUALS THE TOTAL NUMBER OF INSTANTEANEOUS INFLOWS...
C     DURING THE STORM DURATION

```

```

      DO 200 M=1,MM
200    QIN(M)=0.0
      DO 220 IV=1,51
220    QOUT(IV)=0.0
C THE PREVIOUS SET OF LINES WAS INITIALIZATION OF VARIABLES

C -----
C -----
C BEGIN LOOP THAT CALCULATES THE SURFACE RUNOFF
C M IS A COUNTER OF THE NUMBER OF RAIN INCREMENTS FOR THE STORM.
C MMAX IS THE TOTAL NUMBER OF RAIN INCREMENTS
      MMAX=EDRAIN-BGRATN+1
      DO 250 M=1,MMAX
      TRRAINT=PRECIP*HIEDIM(M)

C -----
C THIS SECTION COMPUTES THE RUNOFF COEFFICIENT FOR THE TIME INTERVAL
C BEGINNING AT TIME=T.
      IF(SMIT.LT.FIELDG)GO TO 2200
      ROCOEF=ROFMAX
      SMIT=FIELDG
      KEY=1.0
      GO TO 2400
2200    IF(SMIT.GT.WILTFT)GO TO 2300
      ROCOEF=ROFMIN
      SMIT=WILTFT
      KEY=1.0
      GO TO 2400
2300    KEY=0.0

C THE FOLLOWING 5 LINES ESTABLISH WHICH SMI-ROP CURVE TO BE USED
      JK=1
      IF(1OPT.EQ.1)GO TO 2350
      DO 274 IRI=1,1OPT-1
        IF(TRRAINT.GE. RI(IRI))JK=IRI+1
274    CONTINUE
CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
2350    I=2
      DO 275 L=1,20
      IF((SMI(I-1).LE.SMIT).AND.(SMI(I).GE.SMIT))GO TO 2500
      GO TO 2600
2500    PERSMI=(SMIT-SMI(I-1))/(SMI(I)-SMI(I-1))
      DFROP=ROP(I,JK)-ROP(I-1,JK)
      ROCOEF=ROP(I-1,JK)+PERSMI*DFROP
2575    KEY=1.0
      GO TO 2400
2600    I=I+1
275    CONTINUE

C -----
2400    EXRAIN=TRRAINT*ROCOEF
      INFILT=TRRAINT-EXRAIN
      WRITE(3,*)SMIT,ROCOEF
      SMIT=SMIT+INFILT-ET
      IF(EXRAIN.LT.0.0)GO TO 250

C -----
C CALCULATE THE INSTANTANEOUS RUNOFF FROM EACH INCREMENTAL AREA
C OF THE SUBBASIN.
      N=1
      DO 300 J=M,(M+NQINC 1)
      DROV=EXRAIN*SAREA(N)
      QRATE=DROV/DELTIM*CK
      QIN(J)=QRATE+QIN(J)
2    WRITE(3,*)DROV,QRATE,QIN(J)
300    N=N+1
250    CONTINUE

```

```

C END LOOP OF RAINFALL DURATION

C -----
C -----
C ROUTE QIN BASED ON CLARK'S PROCEDURE TO PROVIDE FOR STORAGE
C EFFECTS.
  T=BGRAIN
  IV=BGRAIN
  PQOUT=0.0
  READ(4,*)BASEQ,DBQDT

  DO 350 J=1,MM
C NOTE: DIFFERENT COUNTERS ARE USED TO TAKE INTO ACCOUNT
C THE SPACIAL VARIABILITY OF THE PRECIPITATION, IF ANY.
  QOUT(IV)=(QIN(J)*CQIN)+(PQOUT*CQOUT)
  PQOUT=QOUT(IV)
  BFLOW=BASEQ+(DBQDT*FLOAT(J))
  TOTALQ=QOUT(IV)+BFLOW
D READ(4,*)RECQ
D CALL ERROR(TOTALQ,J,RECQ,ABSERR,RELERR,AVERR,RSQ,COE,DIFSQ)
D WRITE(3,20)T,QOUT(IV),TOTALQ
D WRITE(3,21)RECQ,ABSERR,RELERR
  T=T+DELTIM
  IV=IV+1
350 CONTINUE

C
C EXTEND OUTFLOW HYDROGRAPH BY 25 INCREMENTS PAST THE EXTENT OF
C EVENT DURATION
  MM=MM+1
  DO 400 J=1,25
  QOUT(IV)=QOUT(IV-1)*CQOUT
  BFLOW=BASEQ+(DBQDT*FLOAT(MM))
  TOTALQ=QOUT(IV)+BFLOW
D READ(4,*)RECQ
D CALL ERROR(TOTALQ,MM,RECQ,ABSERR,RELERR,AVERR,RSQ,COE,DIFSQ)
D IF(RECQ.LT.0.0050 TO 500
D WRITE(3,20)T,QOUT(IV),TOTALQ
D WRITE(3,21)RECQ,ABSERR,RELERR
  T=T+DELTIM
  IV=IV+1
  400 MM=MM+1
D500 WRITE(3,30)AVERR,RSQ
D30 FORMAT('O THE AVERAGE RELATIVE ERROR,AVERR=',F7.2,'% ',/
D 1 ' THE COEFFICIENT OF DETERMINATION,R SQUARED,=',F5.3)
  CLOSE(UNIT=4,DISPOSE='KEEP')
  CLOSE(UNIT=7,DISPOSE='DELETE')
  RETURN
  END

```

```

C * * * * *
C THIS PROGRAM PERFORMS CHANNEL FLOOD ROUTING USING THE
C MUSKINGUM METHOD.
C * * * * *

SUBROUTINE ROUTE(ICALL)
COMMON /BLOCK1/SUBBAS,CK,02,FLOW
COMMON /BLOCK2/REACHL,RINCR,KMUSK,XMUSK,RTIME
COMMON /ALPHA/UNITS,TUNITS
INTEGER NROUTE,TIME,SUBBAS
REAL COM,C1M,C2M,ADJK,O1,DENOM,TCHECK,DIF,02,KMUSK
DIMENSION 02(100),FLOW(100)
WRITE(5,*) 'PERFORMING "ROUTE" ON REACH ',ICALL

D WRITE(5,*)SUBBAS,CK
D DO 900 I=1,25
D900 WRITE(5,*)FLOW(I)

NROUTE=REACHL/RINCR
D WRITE(5,*)NROUTE
ADJK=KMUSK/FLOAT(NROUTE)
D WRITE(5,*) ' KMUSK,ADJK AND RTIME ARE: ',KMUSK,ADJK,RTIME
TCHECK=2.*ADJK*XMUSK
IF((RTIME.LT.TCHECK).OR.(RTIME.GT.ADJK))GO TO 1000
GO TO 1100
1000 WRITE(5,10)RTIME,TUNITS,TCHECK,ADJK
10 FORMAT(' ROUTING TIME=',F4.2,A1,' SHOULD BE WITHIN',
1 F4.2,' ( RTIME > ',F4.2)
1100 CONTINUE

C -----
C CALCULATE THE COEFFICIENTS USED IN THE MUSKINGUM METHOD
DENOM=ADJK*(1.-XMUSK)+(RTIME*0.5)
COM=(-ADJK*XMUSK+(RTIME*0.5))/DENOM
C1M=(ADJK*XMUSK+(RTIME*0.5))/DENOM
C2M=(ADJK*(1.-XMUSK)-(RTIME*0.5))/DENOM
D WRITE(5,*)COM,C1M,C2M
DIF=COM+C1M+C2M-1.0
IF(ABS(DIF).LE.0.01)GO TO 1200
WRITE(5,20)COM,C1M,C2M
20 FORMAT(' THE MUSKINGUM COEFFICIENTS DO NOT SUM TO 1.0.
1 THEY ARE: /T41,'COM=',F5.3/T41,'C1M=',F5.3/T41,'C2M=',F5.3)
WRITE(5,*) ' TYPE THE ADJUSTED VALUE OF "COM" THAT IS REQUIRED.'
READ(5,*)COM
WRITE(5,*)(' THE NEW VALUE OF COM=',COM)
1200 CONTINUE
C -----

C INITIALIZE VARIABLES AND BEGIN ACTUAL ROUTING PROCEDURE.
ICOUNT=1
02(1)=FLOW(1)*COM
01=02(1)
DO 150 MM=1,10
IF(ICOUNT.GT.NROUTE)GO TO 1500
DO 100 I=2,100
02(I)=(COM*FLOW(I))+(C1M*FLOW(I-1))+(C2M*01)
100 01=02(I)
DO 200 J=1,100
200 FLOW(J)=02(J)
150 ICOUNT=ICOUNT+1
1500 CONTINUE
WRITE(2,40)ICALL
40 FORMAT('0',T21,'THE ROUTED HYDROGRAPH AT THE END OF REACH #',
1 I2,/)
L=1
LL=6
DO 500 I=1,8
WRITE(2,50)(TIME,TIME=L,L+LL)
50 FORMAT( T10,'TIME',T21,7(5X,I2,4X))
WRITE(2,60)(FLOW(IV),IV=L,L+LL)
60 FORMAT( T10,'DISCHARGE',T21,7(F9.1,2X),)
L=L+7
IF(L.EQ.50)LL=1
500 CONTINUE
RETURN
END

```

```

C THIS SUBROUTINE SUMS TWO HYDROGRAPHS. THE COMBINED HYDROGRAPH IS
C STORED IN THE ARRAY VARIABLE 'FLOW'.
  SUBROUTINE SUM
  INTEGER SUBBAS,TIME
  COMMON /BLOCK1/SUBBAS,CA,QOUT,FLOW
  COMMON /ALPHA/UNITS,TUNITS
  DIMENSION QOUT(100),FLOW(100)
  WRITE(5,*) 'PERFORMING "SUM" ON SUBBASIN ',SUBBAS

D   WRITE(5,*)TUNITS
  WRITE(2,40)SUBBAS
40  FORMAT('0', T21, ' THE COMBINED HYDROGRAPH AT THE OUTLET OF SUBBASIN
      1 #',I2, '//')
      DO 100 IV=1,100
100  FLOW(IV)=FLOW(IV)+QOUT(IV)
      J=1
      JJ=6
      DO 130,M=1,8
          WRITE(2,50)(TIME,TIME=J,J+JJ)
50   FORMAT( T10, 'TIME',T21,7(5X,I2,4X))
          WRITE(2,60)(FLOW(IV),IV=J,J+JJ)
60   FORMAT( T10, 'DISCHARGE',T21,7(F9.1,2X),/)
          J=J+7
          IF(J.EQ.50) JJ=1
130  CONTINUE
      RETURN
      END

```

```

C * * * * *
C   THIS SUBROUTINE PERFORMS HYDROLOGIC RESERVOIR ROUTING.
C   THE METHODOLOGY COMBINES THE MUSKINGUM AND MODIFIED
C   PULS METHOD.
C * * * * *

SUBROUTINE RESVOR
  INTEGER SET,NPGATE,GATES,NEGATE,TIME,NPSETS,NESETS,PGATES,EGATES
  REAL*8 LEVEL
  REAL IN,INWSEL,OWSEL,KMUSK
  COMMON/RES1/ SET,NPGATE(15),GATES,NEGATE(15),TIME,
  1 NPSETS,NESETS,EGATES,PGATES,PCREST,ECREST,NPPAIR,NEPAIR
  COMMON/RES17/ ELEV(20),STORE(20),BFLOW,
  1 HP(20),HE(20),PQ(20,20),EQ(20,20),UMAX,
  2 O2(100),H(20),TOTALQ(20),S,S1,S2,STGQ(20),CTIME
  COMMON/BLOCK1/WROUTE,WSEL,IN,FLOW
  COMMON/BLOCK2/DELSTG,ELINC,KMUSK,XMUSK,RTIME
  COMMON/ALPHA/UNITS,TUNITS
  DIMENSION IN(100),FLOW(100)
  WRITE(5,*) 'PERFORMING "RESVOR" ROUTING'

C READ IN CHARACTERISTICS OF THE RESERVOIR
C   (1) STAGE VS STORAGE
C   (2) STAGE VS DISCHARGE
C   OPEN(UNIT=4,NAME='DAM.DAT',TYPE='OLD')

C READ IN STAGE-STORAGE RELATIONSHIPS
  READ(4,*)NPAIRS,BASEQ,DBQDT
  DO 100 I=1,NPAIRS
  100  READ(4,*)ELEV(I),STORE(I)

C READ IN THE STAGE-DISCHARGE DATA FOR BOTH THE PRINCIPAL AND
C   EMERGENCY SPILLWAY. DATA IS READ IN THE FOLLOWING FORM:
C   ELEV, FLOWS CORRESPONDING TO THE DIFFERENT GATE SETTINGS
C   FOR THAT ELEVATION.
C   ALSO READ IN SOME GENERAL INFORMATION ON THE SPILLWAY SYSTEM
C   SUCH AS THE NUMBER OF GATES AND CREST ELEVATIONS.

  READ(4,*)NPSETS,PGATES,PCREST,NPPAIR
  DO 200 J=1,NPPAIR
  200  READ(4,*)HP(J),(PQ(J,N),N=1,NPSETS)
C     1- GATES FULLY OPENED
C     2- SETTING @ 0.4M
C     3- SETTING @ 1.0M
C     4- SETTING @ 2.0M
C     5- SETTING @ 3.0M
C     6- SETTING @ 4.0M
C     7- GATE CLOSED

C READ STAGE-DISCHARGE DATA FOR EMERGENCY SPILLWAY
  READ(4,*)NESETS,EGATES,ECREST,NEPAIR
  DO 300 J=1,NEPAIR
  300  READ(4,*)HE(J),(EQ(J,N),N=1,NESETS)
C     1- GATES FULLY OPENED
C     2- SETTING @ 0.9M
C     3- SETTING @ 1.6M
C     4- SETTING @ 2.4M
C     5- SETTING @ 3.2M
C     6- SETTING @ 4.0M
C     7- SETTING @ 4.8M
C     8- SETTING @ 5.6M
C     9- GATES CLOSED

  IF(PGATES.GT. EGATES) MTGATE=PGATES
  IF(PGATES.LE. EGATES) MTGATE = EGATES

```

```

L   WRITE(5,*) ' NPSETS= ',NPSETS, ' LGATES= ',LGATES
D   WRITE(5,*) ' NESETS= ',NESETS, ' EGATES= ',EGATES
    CLOSE(UNIT=4,DISPOSE='KEEP')

C * * * * *
C   INITIALIZE VARIABLES AND BEGIN ACTUAL ROUTING PROCEDURE.
    ICCOUNT=1
    DO 325 J=1,51
325   FLOW(J)=FLOW(J)+BASEQ+DBQDT*FLOAT(J-1)

C   COMPUTE THE NECESSARY DATA CURVES USING THE SUBROUTINE DTCURV
    CALL DTCURV(TIME)

C * * * * *
C   COMPLETE THE RESERVOIR ROUTING USING THE MODIFIED PULS METHOD
1000 WRITE(5,*) ' GIVE THE INITIAL WATER SURFACE ELEVATION: '
    READ(5,*)WSEL
    INWSEL=WSEL
    CWSEL=INT(WSEL)
    WRITE(2,10)
10   FORMAT('1',///,T11,' OUTFLOW HYDROGRAPH FROM MANANTALI DAM',
2    ///,T12,' TIME',T20,' INFLOW',T32,' OUTFLOW',
3    T45,' ELEV',T56,' STORAGE',/)
    IF(TUNITS.EQ.'H')GO TO 5100
    WRITE(2,20)
20   FORMAT('+',T11,' (DAYS)')
    GO TO 5300

5100 WRITE(2,21)
21   FORMAT('+',T11,' (HOURS)')

5300 IF(UNITS.EQ.'M')GO TO 5500
    WRITE(2,50)
50   FORMAT('+',T21,' (CFS)',T33,' (CFS)',T43,' (FT.MSL)',T56,' (AC-FT)')
    GO TO 1050

5500 WRITE(2,60)
60   FORMAT('+',T20,' (M3/S)',T32,' (M3/S)',T44,' (MASL)',T56,' (M3)')

C -----
1050  JJ=2
    CALL INTERP(WSEL,ELEV,STORE, JJ,S)
    JJ=2
    CALL APPROX(WSEL,H,TOTALQ, JJ, LMAX,QOUT)
    JJ=2
    JQ=2
    JS=2
    TIME=1
    QMAX=QOUT
    ELMAX=INWSEL
    WRITE(2,90)TIME, FLOW(1),QOUT,WSEL,S
    DO 720 I=2,51
700  STOIND=FLOW(I-1)+FLOW(I)-QOUT+2./RTIME+S/CTIME
    CALL INTERP(STOIND,STOQ,TOTALQ, JJ,QOUT)
    CALL APPROX(QOUT,TOTALQ,H, JQ, LMAX,WSEL)
    CALL INTERP(WSEL,ELEV,STORE, JS,S)
    IF(QOUT.GT.QMAX)QMAX=QOUT
    IF(WSEL.GT.ELMAX)ELMAX=WSEL
    IF((WSEL.LT.ELMAX) .AND. (FLOW(I-1).LE.(BASEQ+1.)))GO TO 750
    TIME=TIME+1
    WRITE(2,90)TIME, FLOW(I),QOUT,WSEL,S
90   FORMAT (T13, I2, T17, F9.1, T29, F9.1, T41, F9.2, T52, E12.3)

```

```

C -----
C OPTION TO ADJUST GATES DURING A RUN

      IF(WSEL.GE.CWSEL .AND. WSEL.LT.(CWSEL+1.))GO TO 720
      IF(WSEL.LT.CWSEL)GO TO 1100
      ENCODE(8,998,LEVEL)
998   FORMAT(8HABOVE )
      CWSEL=CWSEL+1.
      GO TO 1200

1100  ENCODE(8,999,LEVEL)
999   FORMAT(8HBELOW )

1200  WRITE(5,95)LEVEL,CWSEL,WSEL,QOUT
95   FORMAT(' THE LAKE LEVEL IS NOW ',A5,' ELEVATION',F9.2,
1 // ' WATER SURFACE ELEVATION IS ',F9.2,' THE DISCHARGE IS ',F9.1,
2 // ' DO YOU WISH TO RESET THE GATE OPENINGS? AT PRESENT THEY ARE:'

      3 // '5,'SETTING',T6,' PRINCIPAL GATES ',T40,' EMERGENCY GATES')
      WRITE(5,96)(NN,NPGATE(NN),NEGATE(NN),NN=1,MTGATE)
96   FORMAT(T8,I2,T5,I2,T45,I2)
      WRITE(5,*) ' TYPE Y/N'
      READ(5,15)ANSWER
15   FORMAT(A1)
      CWSEL=INT(CWSEL)
      IF(ANSWER.EQ.'Y')CALL DTCURV(RTIME)
C -----

720  CONTINUE
750  WRITE(2,82)INWSEL,ELMAX,QMAX
82   FORMAT(' 0 ',T12,' INITIAL WATER SURFACE ELEVATION : ',F7.2,
1 T12,' MAXIMUM WATER SURFACE ELEVATION : ',F7.2,
2 T12,' MAXIMUM DISCHARGE FROM THE DAM : ',F8.2)
      WRITE(5,*) ' DO YOU WISH TO MAKE ANOTHER RESERVOIR ROUTING ?'
      WRITE(5,*) ' TYPE Y OR N.'
      READ(5,15)ANSWER
      IF(ANSWER.EQ.'N')GO TO 2000
      WRITE(5,*) ' DO THE SPILLWAY GATES NEED ADJUSTMENTS ? Y/N'
      READ(5,15)ANSWER
      IF(ANSWER.EQ.'Y')CALL DTCURV(RTIME)
      GO TO 1000

2000 RETURN
      END

CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
C THIS IS A STRAIGHT LINE INTERPOLATION PROCEDURE.
      SUBROUTINE INTERP(CVALUE,XAXIS,YAXIS,J,RESULT)
      REAL CVALUE,XAXIS(20),YAXIS(20),RESULT,DIFX,DIFY
      RESULT=0.0
      IF(CVALUE.LT.XAXIS(J-1))GO TO 1000
      M=1
      GO TO 1100
1000  M=-1
      J=J-1
1100  CONTINUE
      DO 100 KK=1,30
      IF(RESULT.GT.0.0)GO TO 1500
      IF((XAXIS(J-1).GT.CVALUE).OR.(XAXIS(J).LT.CVALUE))GO TO 1600
      DIFX=XAXIS(J)-XAXIS(J-1)
      DIFY=YAXIS(J)-YAXIS(J-1)
      RESULT=YAXIS(J-1)+(CVALUE-XAXIS(J-1))*DIFY/DIFX
      GO TO 1500

```



```

      DO 500 KE=1,NPSETS
        IF(NPGATE(K).EQ.0)GO TO 500
        TOTALQ(L)=TOTALQ(L)+ NPGATE(K)*PQ(L,K)
500    CONTINUE
D      WRITE(2,*)H(L),TOTALQ(L)
600    CONTINUE
800    LP=L
      DO 900 JE=0,NPAIR
        TOTALQ(L)=0.0
        H(L)=HE(JE)

        DO 700 KE=1,NESETS
          IF(NEGATE(KE).EQ.0)GO TO 700
          TOTALQ(L)=TOTALQ(L)+ NEGATE(KE)*EQ(JE,KE)
700    CONTINUE

        DO 750 KP=1,NPSETS
          IF(NPGATE(KP).EQ.0)GO TO 750
          CALL APPROX(H(L),HP,PQ(1,KP),LP,NPAIR,QOUT)
D      WRITE(2,*)H(L),QOUT,'PLUS',TOTALQ(L),'= '
          TOTALQ(L)=NPGATE(KP)*QOUT + TOTALQ(L)
750    CONTINUE
D      WRITE(2,*)',',TOTALQ(L)
      L=L+1
900    CONTINUE
      LMAX=L-1
D      WRITE(2,*)' LMAX IS :',LMAX

C  DEVELOP A STORAGE-INDICATION CURVE, STOQ VS. QOUT
D      WRITE(2,*)' STORAGE-INDICATION CURVE'
      KK=1
      DO 1000 K=1,LMAX
        CALL INTERP(H(K),ELEV.STORE,KK,S1)
        IF(UNITS.EQ.'E')GO TO 3000
        IF(UNITS.EQ.'D')CTIME=86400.0
        IF(UNITS.EQ.'H')CTIME=3600.0
        GO TO 3000

3000    IF(UNITS.EQ.'D')CTIME=0.504
        IF(UNITS.EQ.'H')CTIME=12.10

3100    STOQ(K)=D *S1/ETIME/CTIME + TOTALQ(K)
D      WRITE(2,*)H(K),TOTALQ(K),S1,STOQ(K)
1000  CONTINUE
      RETURN
      END

```

```

C * * * * *
C  THIS SUBROUTINE USES THE LAGRANGE'S FORMULA FOR INTERPOLATING
C  A POLYNOMIAL, SUCH AS THE STAGE-TOTAL DISCHARGE CURVE.
C  THE FORMULA USES THE ORIGINAL VALUES OF THE FUNCTION. FOUR
C  KNOWN POINTS ARE USED TO APPROXIMATE Y, TWO POINTS ON THE
C  LEFT SIDE OF X AND TWO POINTS TO THE RIGHT OF X. AT THE END
C  POINTS, FOUR DATA TO THE KNOWN SIDE ARE USED.
C * * * * *

```

```

SUBROUTINE APPROX(X,XX,YY,I,IMAX,Y)
  DIMENSION XX(20),YY(20)

```

```

  Y=0.0
  IF(I.GE.IMAX)GO TO 1200
  IF(X.LT. XX(I)) GO TO 1000

```

```
M=1
GO TO 1100
1000 M=-1
      I=I-1
1100 CONTINUE

      DO 100 KK=1,IMAX
        IF(Y.GT.0.0)GO TO 2000
        IF((XX(I).GT.X).OR.(XX(I+1).LT.X))GO TO 1500
          LL=I-1
          IF(I.EQ.1)LL=I
          IF(I.EQ.IMAX-1)LL=I-2
1200      IF(I.GE.IMAX)LL=IMAX-3

          DO 200 N=LL,LL+3
            TERM=YY(N)

            DO 300 NM=LL,LL-3
              IF(N.EQ.NM)GO TO 300
              TERM=TERM*((X-XX(NM))/(XX(N)-XX(NM)))
300      CONTINUE
200      Y=Y+TERM

1500 I=I+M
100 CONTINUE
2000 RETURN
      END
```

```

C      THIS SUBROUTINE COMPUTES THE MAGNITUDE AND RELATIVE ERRORS
C      GIVEN A KNOWN OUTFLOW HYDROGRAPH.  IT ALSO COMPUTES THE
C      COEFFICIENT OF DETERMINATION, COEFFICIENT OF EFFICIENCY
C      AND THE SUM OF THE DEPARTURES SQUARED.
C * * * * *
SUBROUTINE ERROR(FLOW,UNITS,TUNITS)
INTEGER J
DIMENSION FLOW(100)
REAL TOTALQ,RECQ,ABSERR,RELERR,SUM,BASEQ,FLOW,XSQ,
1 YSQ,RSQ,SUMX,SUMY,VARX,VARY,NYSUM,CDE,DIFSQ
READ(1,*)BASEQ,DBQDT
WRITE(2,70)
70  FORMAT('1',T16,'RUNOFF HYDROGRAPH FROM THE BASIN')
WRITE(2,71)
71  FORMAT('0',T12,'TIME',T23,'COMPUTED Q',T39,'TOTAL Q',
1 T53,'RECORDED Q',T68,'ABS ERROR',T82,'REL ERROR')
IF(UNITS.EQ.'M')GO TO 2500
IF(TUNITS.EQ.'H')GO TO 2100
WRITE(2,80)
80  FORMAT(' ',T11,'(DAYS)')
GO TO 2300

2100 WRITE(2,81)
81  FORMAT(' ',T11,'(HOURS)')
2300 WRITE(2,82)
82  FORMAT('+',T26,'(CFS)',T39,'(CFS)',T56,'(CFS)',T70,'(CFS)',
1 T85,'(%)')
GO TO 3100

2500 IF(TUNITS.EQ.'H')GO TO 2700
WRITE(2,80)
GO TO 3000

2700 WRITE(2,81)
3000 WRITE(2,83)
83  FORMAT('+',T25,'(M3/S)',T39,'(M3/S)',T55,'(M3/S)',T70,'(M3/S)',
1 T85,'(%)')

3100 SUM=0.0
SUMX=0.0
SUMY=0.0
XSQ=0.0
YSQ=0.0
XYSUM=0.0
DIFSQ=0.0

DO 200 II=1,100
READ(1,*)RECQ
IF(RECQ.LT.0.0)GO TO 1100
TOTALQ=FLOW(II)+BASEQ+DBQDT*FLOAT(II-1)
C      TOTALQ: COMPUTED SURFACE RUNOFF PLUS BASE FLOW

RECPO=RECQ - BASEQ + FLOAT(II-1)*DBQDT
C      RECPO: RECORDED SURFACE RUNOFF ASSUMING THE ABOVE BASE FLOW

ABSERR=TOTALQ-RECQ
RELERR=ABSERR/RECQ*100
SUM=SUM+ABS(RELERR)
SUMX=SUMX+ FLOW(II)
XSQ=XSQ+(FLOW(II)*FLOW(II))
SUMY=SUMY+RECPO
YSQ=YSQ+(RECPO*RECPO)

```

```

      XYSUM=XYSUM+(FLOW(I1)*RECQ)
      DIFSQ=DIFSQ + (FLOW(I1)-RECQ)*(FLOW(I1)-RECQ)
      WRITE(2,72) I1, FLOW(I1), TOTALQ, RECQ, ABSERR, RELERR
72      FORMAT(T12,I3,T22,F9.1,T37,F9.1,T52,F9.1,T67,F8.1,T82,F7.2)
200  CONTINUE

1100 J=I1-1
      VARX=((FLOAT(J)*XSQ)-(SUMX*SUMX))
      VARY=((FLOAT(J)*YSQ)-(SUMY*SUMY))
      RSQ=((FLOAT(J)*XYSUM)-(SUMX*SUMY))*2/VARX/VARY
      COE=(VARY-DIFSQ)/VARY
      AVERR=SUM/FLOAT(J)

D      WRITE(2,74) SUMX, SUMY
D74    FORMAT('ORUNOFF VOLUMES IN UNITS OF RATE * TIME: COMPUTED=',F9.0
,/)
D      1  ,50X,'RECORDED=',F9.0)
      WRITE(2,75) AVERR, RSQ
75     FORMAT('OTHE AVERAGE RELATIVE ERROR, AVERR=',F7.2,'%',//
1      ' THE COEFFICIENT OF DETERMINATION, R SQUARED=',F5.3)
      WRITE(2,85) DIFSQ, COE
85     FORMAT('OTHE SUM OF THE DEPARTURES SQUARED=',F9.0,//
1      ' THE COEFFICIENT OF EFFICIENCY, COE=',F5.3)

      RETURN
      END

```

INPUT-OUTPUT

SEQEXE.DAT

Ligne: NEXE - le nombre d'instructions qui seront réalisées durant une exécution. Exemple: pour une simple exécution; test de RUNOFF, SUM, ROUTE, RESVOR; NEXE égale 4.

Ligne: ROUTINE- code entier associé au nom de la procédure (sous-routine) qui doit être exécutée. Voir la table ci-bas.

SUBBAS - le numéro du sous-bassin associé à la routine. Chaque routine et le numéro du sous-bassin doivent être entrés sur une ligne selon l'ordre exact désiré pour l'exécution.

col 1-2 code entier pour la procédure (sous-routine).

col 3 virgule ou espace.

col 4-5 nombre entier du sous-bassin.

<u>Procédure</u>	<u>Code Entier</u>
RUNOFF	11
ROUTE	22
SUM	33
RESVOR	44
ERROR	55

Si ERROR fait partie des instructions, les données additionnelles suivantes doivent être immédiatement incluses dans SEQEXE.DAT après la commande.

Ligne: BASEQ - la valeur de l'écoulement de base au début de la tempê-

te.

DBQDT - l'augmentation de l'écoulement de base par unité de temps.

Ligne: RECQ - valeur des débits enregistrés. Lorsque le dernier débit est entré, un débit négatif doit être entré comme mécanisme de défaut. Une valeur de -1.0 est suffisante.

NOTE - l'écoulement de base de l'hydrogramme de crue est une valeur d'entrée. Pour un hydrogramme connu, la méthode de séparation de l'écoulement de base par une ligne droite (Chow, 1964; Linsley et al. 1975) est utilisée. BASEQ représente le débit au point de la montée sur l'hydrogramme et DBQDT est la pente de la ligne tracée à partir de BASEQ jusqu'à un point arbitraire localisé sur la section inférieure du segment de récession. DBQDT peut être une valeur positive ou négative, représentant respectivement une augmentation ou un abaissement de l'écoulement de base.

SBX.DAT

1. Caractéristiques du bassin versant.

Ligne: DA - superficie de drainage du sous-bassin (km^2/mi^2),

TC - temps de concentration (jours/hres).

DELTIM - intervalle de temps pour l'hydrogramme de ruissellement. Doit être consistant avec les données pluviométriques.

NPAIRS - nombre de points définissant la courbe de temps-superficie.

CQIN - coefficient de propagation utilisé pour façonner
l'hydrogramme de crue.

2. Courbe de temps-superficie.

Ligne: Une paire de données par ligne.

PERTC(I) - pourcentage de TC, variant de 0.0 à 1.0.

ACAREA(I)- aire cumulative correspondante dont le temps
de parcours est égal ou plus petit que PERTC
(I) * TC, variant de 0.0 à DA.

3. Hyétogrammes de tempête - adimensionnel ou réel.

Ligne: PRECIP - quantité totale de précipitation durant une
tempête. Si un événement réel est donné, alors
PRECIP 1.0.

BGRAIN - temps à partir duquel la tempête débute sur le
sous-bassin.

EDRAIN - temps correspondant à la fin de la tempête.

Ligne: T - temps de la précipitation (jour/hre).

HYEDIM(J)- ordonnée sur l'hyétogramme correspondant à
T (mm/po).

(Une paire de données par ligne).

4. Indice d'humidité du sol - coefficient de ruissellement.

Ligne: FIELDC - hauteur maximale d'eau retenue dans une colon-
ne de sol après drainage par gravité, analogue
à la capacité de rétention du sol (mm/po).

WILTPT - hauteur minimale d'eau retenue dans une colon-
ne de sol lorsque la tension dans le sol équi-

- vaut la force de succion des plantes (mm/po).
- ET - évapotranspiration moyenne durant l'intervalle de temps.
- SMIT - indice initial de l'humidité du sol.
- ROPMAX - coefficient de ruissellement maximal appliqué lorsque SMIT = FIELDC.
- ROPMIN - coefficient de ruissellement minimal appliqué lorsque SMIT = WILTPT.
- NPOINT - nombre de points définissant la courbe d'humidité du sol - coefficient de ruissellement.
- IOPT - nombre de courbes utilisées pour définir les caractéristiques de ruissellement basées d'après l'intensité de la précipitation, la valeur maximale est de 5.
- Ligne: RI(J) - intensité de la précipitation associée aux courbes de SMI-ROP. Cette ligne est omise lorsqu'une seule courbe est utilisée.
- Ligne: SMI(I) - indice d'humidité du sol.
- ROP(I,J) - pourcentage du ruissellement correspondant à SMI(J) et à la courbe J.

DAM.DAT

- Ligne: NPAIRS - nombre de points définissant la relation élévation-emmagasinement.
- BASEQ - tel que précédemment défini.
- DBQDT - tel que précédemment défini.

1. Relation élévation-emmagasinement

Ligne: ELEV(I) - élévation (m/pi).
 STORE(I) - volume d'emmagasinement correspondant à
 ELEV(I) ($m^3/acre\text{-}pi$).

2. Élévation-débit

Ligne: NPSETS - nombre de courbes définissant la performance du déversoir principal. Correspond au nombre de vannes à ajuster.
 PGATES - nombre de vannes du déversoir principal.
 PCREST - l'élévation minimale de la crête du déversoir principal.
 NPPAIR - le nombre de points d'élévation-débit définissant l'écoulement du déversoir principal.
 Ligne: HP - élévation.
 PQ(J) - débits correspondant à l'élévation HP. (J varie de 1 à NPSETS).

(Un ensemble de données par ligne).

Ligne: NESETS - le nombre de courbes définissant la performance du déversoir d'urgence. Correspond aux nombres de vannes à ajuster.
 EGATES - le nombre de vannes du déversoir d'urgence.
 ECREST - l'élévation minimale de la crête du déversoir d'urgence.
 NEPAIR - le nombre de points d'élévation-débit définissant l'écoulement du déversoir d'urgence.

Ligne: HE - élévation

EQ(I) - débits correspondant à l'élévation HE. (I
varie de 1 à NESETS)

(Un ensemble de données par ligne).

Les pages suivantes sont des extraits de l'entrée et de la sortie correspondant à la crue de Septembre 1965 utilisée lors du processus de calibration.

SEDEXE.DAT

16
 11.01 (RUNOFF)
 33.01 (SUM)
 11.02 (RUNOFF)
 33.02 (SUM)
 22.01 (ROUTE)
 11.03 (RUNOFF)
 33.03
 22.02
 11.04
 33.04
 22.03
 11.05
 33.05
 11.06
 33.06
 55.06 (ERROR)
 1400.0+0.0
 1400.0
 1480.0
 1900.0
 2030.0
 2130.0
 2250.0
 2450.0
 2540.0
 2800.0
 3130.0
 3100.0
 2900.0
 2670.0
 2550.0
 2490.0
 2200.0
 2030.0
 1850.0
 1650.0
 1600.0
 1510.0
 1460.0
 -1.0

SB1.DAT

4190., 1.0, 1.0, 2, 0.19
 130., 130., 1.0, 0.4, 1.0
 0.0, 0.0
 1.0, 4190.
 1, 1, 7
 1, 36.5
 2, 32.3
 3, 32.5
 4, 0.0
 5, 38.3
 6, 48.3
 7, 46.5
 300., 100., 4.0, 110.0, 0.7, 0.05, 7, 3
 20.0, 45.0
 100., 0.05, 0.05, 0.05
 120., 0.10, 0.10, 0.10
 130., 0.13, 0.13, 0.20
 150., 0.18, 0.30, 0.45
 200., 0.40, 0.50, 0.65
 250., 0.45, 0.65, 0.75
 300., 0.50, 0.70, 0.80
 250., 0.0

SB4.DAT

6769.0, 1.0, 1.0, 2, 0.17
 120.0, 120.0, 0.8, 0.2, 1.0
 0.0, 0.0
 1.0, 6769.0
 1, 1, 7
 1, 4.5
 2, 16.0
 3, 0.0
 4, 40.8
 5, 10.8
 6, 57.7
 7, 0.0
 8, 0.0
 9, 40.0
 300., 100., 7.0, 110.0, 0.7, 0.05, 7, 3
 20.0, 45.0
 100., 0.05, 0.05, 0.05
 120., 0.10, 0.10, 0.10
 130., 0.13, 0.13, 0.20
 150., 0.18, 0.30, 0.45
 200., 0.40, 0.50, 0.65
 250., 0.45, 0.65, 0.75
 300., 0.50, 0.70, 0.80
 250.0, 0.0

SB2.DAT

4400.0, 1.0, 1.0, 2, 0.19
 210.0, 210.0, 1.3, 0.4, 1.0
 0.0, 0.0
 1.0, 4400.0
 1, 1, 7
 1, 36.5
 2, 32.3
 3, 32.5
 4, 0.0
 5, 38.3
 6, 48.3
 7, 46.5
 300., 100., 4.0, 110.0, 0.7, 0.05, 7, 3
 20.0, 45.0
 100., 0.05, 0.05, 0.05
 120., 0.10, 0.10, 0.10
 130., 0.13, 0.13, 0.20
 150., 0.18, 0.30, 0.45
 200., 0.40, 0.50, 0.65
 250., 0.45, 0.65, 0.75
 300., 0.50, 0.70, 0.80
 250., 0.0

SB5.DAT

5331.0, 1.0, 1.0, 2, 0.17
 120.0, 120.0, 0.8, 0.2, 1.0
 0.0, 0.0
 1.0, 5331.0
 1, 1, 9
 1, 23.2
 2, 9.2
 3, 8.6
 4, 55.5
 5, 6.2
 6, 36.1
 7, 0.0
 8, 0.0
 9, 52.4
 300., 100., 7.0, 110.0, 0.7, 0.05, 7, 3
 20.0, 45.0
 100., 0.05, 0.05, 0.05
 120., 0.10, 0.10, 0.10
 130., 0.13, 0.13, 0.20
 150., 0.18, 0.30, 0.45
 200., 0.40, 0.50, 0.65
 250., 0.45, 0.65, 0.75
 300., 0.50, 0.70, 0.80
 250., 0.0

SB3.DAT

7200.0, 1.3, 1.0, 3, 0.17
 110.0, 110.0, 0.7, 0.4, 1.0
 0.0, 0.0
 1.0, 3340.0
 1.3, 7200.0
 1, 1, 10
 1, 16.5
 2, 7.0
 3, 4.3
 4, 2.9
 5, 11.6
 6, 57.0
 7, 0.0
 8, 0.0
 9, 1.9
 10, 38.4
 300., 100., 4.0, 110.0, 0.7, 0.05, 7, 3
 20.0, 45.0
 100., 0.05, 0.05, 0.05
 120., 0.10, 0.10, 0.10
 130., 0.13, 0.13, 0.20
 150., 0.18, 0.30, 0.45
 200., 0.40, 0.50, 0.65
 250., 0.45, 0.65, 0.75
 300., 0.50, 0.70, 0.80
 250.0, 0.0

SB6.DAT

5700.0, 1.0, 1.0, 2, 0.17
 1.0, 1.0, 1.0, 0.2, 1.0
 0.0, 0.0
 1.0, 5700.0
 1, 1, 10
 1, 13.4
 2, 16.1
 3, 4.4
 4, 5.2
 5, 13.2
 6, 41.5
 7, 0.0
 8, 0.0
 9, 10.2
 10, 38.0
 300., 100., 7.0, 110.0, 0.7, 0.05, 7, 3
 20.0, 45.0
 100., 0.05, 0.05, 0.05
 120., 0.10, 0.10, 0.10
 130., 0.13, 0.13, 0.20
 150., 0.18, 0.30, 0.45
 200., 0.40, 0.50, 0.65
 250., 0.45, 0.65, 0.75
 300., 0.50, 0.70, 0.80
 250.0, 0.0

at Outlet, Drai

THE COMBINED HYDROGRAPH AT THE OUTLET OF SUBBASIN # 1

TIME	1	2	3	4	5	6	7
DISCHARGE	25.6	85.0	173.6	140.6	256.4	489.5	685.7
TIME	8	9	10	11	12	13	14
DISCHARGE	555.4	449.9	364.4	295.2	239.1	193.7	156.9
TIME	15	16	17	18	19	20	21
DISCHARGE	127.1	102.9	83.4	67.5	54.7	44.3	35.9
TIME	22	23	24	25	26	27	28
DISCHARGE	29.1	23.5	19.1	15.4	12.5	10.1	8.2
TIME	29	30	31	32	33	34	35
DISCHARGE	6.6	5.4	4.4	3.5	0.0	0.0	0.0
TIME	36	37	38	39	40	41	42
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	43	44	45	46	47	48	49
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	50	51					
DISCHARGE	0.0	0.0					

THE COMBINED HYDROGRAPH AT THE OUTLET OF SUBBASIN # 2

TIME	1	2	3	4	5	6	7
DISCHARGE	53.1	176.3	359.9	291.5	531.5	1014.8	1421.6
TIME	8	9	10	11	12	13	14
DISCHARGE	1151.5	932.7	755.5	611.9	495.7	401.5	325.2
TIME	15	16	17	18	19	20	21
DISCHARGE	263.4	213.4	172.8	140.0	113.4	91.8	74.4
TIME	22	23	24	25	26	27	28
DISCHARGE	60.3	48.8	39.5	32.0	25.9	21.0	17.0
TIME	29	30	31	32	33	34	35
DISCHARGE	13.8	11.2	9.0	7.3	0.0	0.0	0.0
TIME	36	37	38	39	40	41	42
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	43	44	45	46	47	48	49
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	50	51					
DISCHARGE	0.0	0.0					

THE ROUTED HYDROGRAPH AT THE END OF REACH # 1

TIME	1	2	3	4	5	6	7
DISCHARGE	-0.8	39.3	143.5	313.6	292.6	471.7	889.6
TIME	8	9	10	11	12	13	14
DISCHARGE	1309.4	1189.5	991.6	809.4	657.0	532.4	431.3
TIME	15	16	17	18	19	20	21
DISCHARGE	349.4	283.0	229.2	185.7	150.4	121.8	98.7
TIME	22	23	24	25	26	27	28
DISCHARGE	79.9	64.7	52.4	42.5	34.1	27.9	22.6
TIME	29	30	31	32	33	34	35
DISCHARGE	18.3	14.8	12.0	9.7	8.0	1.7	0.4
TIME	36	37	38	39	40	41	42
DISCHARGE	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	43	44	45	46	47	48	49
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	50	51					
DISCHARGE	0.0	0.0					

THE COMBINED HYDROGRAPH AT THE OUTLET OF SUBBASIN # 3

TIME	1	2	3	4	5	6	7
DISCHARGE	5.7	60.2	170.2	342.0	325.6	565.4	1066.0
TIME	8	9	10	11	12	13	14
DISCHARGE	1455.8	1313.3	1167.4	1079.1	890.8	718.2	525.5
TIME	15	16	17	18	19	20	21
DISCHARGE	477.4	389.2	317.4	258.9	211.1	172.7	140.5
TIME	22	23	24	25	26	27	28
DISCHARGE	114.7	93.6	76.4	62.3	50.9	41.5	33.9
TIME	29	30	31	32	33	34	35
DISCHARGE	27.7	22.6	18.5	15.1	12.4	5.5	3.5
TIME	36	37	38	39	40	41	42
DISCHARGE	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	43	44	45	46	47	48	49
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	50	51					
DISCHARGE	0.0	0.0					

THE ROUTED HYDROGRAPH AT THE END OF REACH # 2

TIME	1	2	3	4	5	6	7
DISCHARGE	1.4	19.1	90.1	218.2	343.8	380.9	701.1
TIME	8	9	10	11	12	13	14
DISCHARGE	1196.9	1444.8	1267.0	1137.6	1026.5	829.2	676.0
TIME	15	16	17	18	19	20	21
DISCHARGE	551.7	449.8	366.8	299.1	243.9	199.0	162.3
TIME	22	23	24	25	26	27	28
DISCHARGE	132.4	108.1	88.2	72.0	58.8	48.0	39.2
TIME	29	30	31	32	33	34	35
DISCHARGE	32.0	26.1	21.3	17.4	14.3	10.6	4.5
TIME	36	37	38	39	40	41	42
DISCHARGE	3.2	2.0	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	43	44	45	46	47	48	49
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	50	51					
DISCHARGE	0.0	0.0					

THE COMBINED HYDROGRAPH AT THE OUTLET OF SUBBASIN # 4

TIME	1	2	3	4	5	6	7
DISCHARGE	6.0	38.0	105.8	270.7	415.2	706.5	971.4
TIME	8	9	10	11	12	13	14
DISCHARGE	1415.2	1814.9	1574.2	1392.6	1238.2	1004.9	822.6
TIME	15	16	17	18	19	20	21
DISCHARGE	672.7	550.3	450.2	368.3	301.4	246.7	201.9
TIME	22	23	24	25	26	27	28
DISCHARGE	165.3	135.3	110.8	90.8	74.3	60.9	49.9
TIME	29	30	31	32	33	34	35
DISCHARGE	40.2	33.5	27.5	22.5	18.5	14.1	4.5
TIME	36	37	38	39	40	41	42
DISCHARGE	3.2	2.0	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	43	44	45	46	47	48	49
DISCHARGE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TIME	50	51					
DISCHARGE	0.0	0.0					

THE ROUTED HYDROGRAPH AT THE END OF REACH # 3

TIME DISCHARGE	1 1.8	2 15.0	3 55.4	4 148.8	5 298.8	6 487.8	7 752.7
TIME DISCHARGE	8 1077.6	9 1493.0	10 1703.6	11 1535.9	12 1364.2	13 1184.1	14 972.5
TIME DISCHARGE	15 796.3	16 651.4	17 532.8	18 435.9	19 356.7	20 291.0	21 238.0
TIME DISCHARGE	22 195.5	23 160.1	24 131.1	25 107.3	26 87.9	27 72.0	28 59.0
TIME DISCHARGE	29 48.3	30 39.6	31 32.5	32 26.6	33 21.8	34 17.6	35 11.7
TIME DISCHARGE	36 5.0	37 3.0	38 1.5	39 0.1	40 0.0	41 0.0	42 0.0
TIME DISCHARGE	43 0.0	44 0.0	45 0.0	46 0.0	47 0.0	48 0.0	49 0.0
TIME DISCHARGE	50 0.0	51 0.0					

THE COMBINED HYDROGRAPH AT THE OUTLET OF SUBBASIN # 5

TIME DISCHARGE	1 20.7	2 42.1	3 88.7	4 274.3	5 419.9	6 727.0	7 957.2
TIME DISCHARGE	8 1242.4	9 1922.0	10 2059.7	11 1831.5	12 1609.5	13 1387.7	14 1141.5
TIME DISCHARGE	15 936.6	16 767.8	17 629.5	18 516.1	19 423.2	20 347.1	21 284.7
TIME DISCHARGE	22 233.6	23 191.7	24 157.3	25 129.1	26 106.0	27 87.0	28 71.4
TIME DISCHARGE	29 58.7	30 48.2	31 39.6	32 32.5	33 26.7	34 21.7	35 11.7
TIME DISCHARGE	36 5.0	37 3.0	38 1.5	39 0.1	40 0.0	41 0.0	42 0.0
TIME DISCHARGE	43 0.0	44 0.0	45 0.0	46 0.0	47 0.0	48 0.0	49 0.0
TIME DISCHARGE	50 0.0	51 0.0					

THE COMBINED HYDROGRAPH AT THE OUTLET OF SUBBASIN # 6

TIME DISCHARGE	1 32.4	2 68.3	3 116.1	4 303.1	5 450.2	6 810.9	7 1026.8
TIME DISCHARGE	8 1300.2	9 1988.0	10 2210.6	11 1956.7	12 1713.4	13 1474.0	14 1213.1
TIME DISCHARGE	15 996.0	16 817.1	17 670.4	18 550.1	19 451.4	20 370.5	21 304.1
TIME DISCHARGE	22 249.7	23 205.0	24 168.4	25 138.3	26 113.6	27 93.3	28 76.7
TIME DISCHARGE	29 63.0	30 51.8	31 42.6	32 35.0	33 28.8	34 23.4	35 13.1
TIME DISCHARGE	36 5.0	37 3.0	38 1.5	39 0.1	40 0.0	41 0.0	42 0.0
TIME DISCHARGE	43 0.0	44 0.0	45 0.0	46 0.0	47 0.0	48 0.0	49 0.0
TIME DISCHARGE	50 0.0	51 0.0					

RUNOFF HYDROGRAPH FROM THE BASIN

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M ³ /S)	TOTAL Q (M ³ /S)	RECORDED Q (M ³ /S)	ABS. ERROR (M ³ /S)	REL. ERROR (%)
1	32.4	1332.4	1300.0	32.4	2.31
2	48.3	1448.3	1380.0	-11.7	-0.79
3	114.1	1514.1	1260.0	-383.9	-20.20
4	303.1	1703.1	2030.0	326.9	14.10
5	459.7	1859.2	2120.0	261.0	12.35
6	610.9	2210.9	2250.0	39.1	1.74
7	1023.8	2426.2	2450.0	23.8	0.95
8	1369.2	2700.2	2540.0	160.2	4.31
9	1998.0	3300.0	2900.0	588.0	21.00
10	2210.6	3610.6	3130.0	480.6	15.35
11	1954.7	3254.7	3160.0	94.7	8.20
12	1713.4	3113.4	2960.0	213.4	7.36
13	1474.0	2874.0	2670.0	204.0	7.64
14	1213.1	2613.1	2550.0	63.1	2.48
15	994.0	2394.0	2490.0	94.0	3.77
16	817.1	2217.1	2200.0	17.1	0.78
17	670.4	2070.4	2030.0	40.4	1.98
18	550.1	1950.1	1850.0	100.1	5.41
19	451.4	1851.4	1650.0	201.4	12.21
20	370.5	1770.5	1600.0	170.5	10.66
21	304.1	1704.1	1510.0	194.1	12.86
22	249.7	1649.7	1460.0	189.7	12.99

RUNOFF VOLUMES IN UNITS OF RATE * TIME: COMPUTED= 19081.
RECORDED= 17310.

THE AVERAGE RELATIVE ERROR, AVERF= 8.34%
THE COEFFICIENT OF DETERMINATION, R SQUARED=0.898

THE SUM OF THE DEPARTURES SQUARED= 1249456.
THE COEFFICIENT OF EFFICIENCY, COE=0.991

HYDRO.DAT

RUNOFF HYDROGRAPH FROM SUBBASIN # 1

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)
1	25.6	275.6
2	85.0	335.0
3	173.6	423.6
4	140.6	390.6
5	256.4	506.4
6	489.5	739.5
7	685.7	935.7
8	555.4	805.4
9	449.9	699.9
10	364.4	614.4
11	295.2	545.2
12	239.1	489.1
13	193.7	413.7
14	156.9	406.9
15	127.1	377.1
16	102.9	352.9
17	83.4	333.4
18	67.5	317.5
19	54.7	304.7
20	44.3	294.3
21	35.9	285.9
22	29.1	279.1
23	23.5	273.5
24	19.1	269.1
25	15.4	265.4
26	12.5	262.5
27	10.1	260.1
28	8.2	258.2
29	6.6	256.6
30	5.4	255.4
31	4.4	254.4
32	3.5	253.5

RUNOFF HYDROGRAPH FROM SUBBASIN # 2

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)
1	27.5	277.5
2	91.3	341.3
3	196.3	436.3
4	150.9	400.9
5	275.1	525.1
6	525.3	775.3
7	735.9	985.9
8	596.1	846.1
9	482.8	732.8
10	391.1	641.1
11	316.8	566.8
12	256.6	506.6
13	207.8	457.8
14	168.3	418.3
15	136.4	386.4
16	110.5	360.5
17	89.5	339.5
18	72.5	322.5
19	58.7	308.7
20	47.5	297.5
21	38.5	288.5
22	31.2	281.2
23	25.3	275.3
24	20.5	270.5
25	16.6	266.6
26	13.4	263.4
27	10.9	260.9
28	8.8	258.8
29	7.1	257.1
30	5.8	255.8
31	4.7	254.7
32	3.8	253.8

RUNOFF HYDROGRAPH FROM SUBBASIN # 3

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)
1	6.5	256.5
2	20.9	270.9
3	26.7	276.7
4	28.3	278.3
5	33.0	283.0
6	93.7	343.7
7	126.3	426.3
8	146.4	396.4
9	123.8	373.8
10	175.7	425.7
11	269.7	519.7
12	223.8	473.8
13	185.8	435.8
14	154.2	404.2
15	128.0	378.0
16	106.2	356.2
17	88.2	338.2
18	73.2	323.2
19	60.7	310.7
20	50.4	300.4
21	41.8	291.8
22	34.7	284.7
23	28.8	278.8
24	23.9	273.9
25	19.9	269.9
26	16.5	266.5
27	13.7	263.7
28	11.4	261.4
29	9.4	259.4
30	7.8	257.8
31	6.5	256.5
32	5.4	255.4
33	4.5	254.5
34	3.7	253.7
35	3.1	253.1
36	2.6	252.6

RUNOFF HYDROGRAPH FROM SUBBASIN # 4

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)
1	4.7	254.7
2	18.9	268.9
3	15.7	265.7
4	52.5	302.5
5	66.4	316.4
6	325.6	575.6
7	270.3	520.3
8	224.3	474.3
9	370.2	620.2
10	307.2	557.2
11	255.0	505.0
12	211.7	461.7
13	175.7	425.7
14	145.8	395.8
15	121.0	371.0
16	100.5	350.5
17	83.4	333.4
18	69.2	319.2
19	57.4	307.4
20	47.7	297.7
21	39.6	289.6
22	32.8	282.8
23	27.3	277.3
24	22.6	272.6
25	18.8	268.8
26	15.6	265.6
27	12.9	262.9
28	10.7	260.7
29	8.9	258.9
30	7.4	257.4
31	6.1	256.1
32	5.1	255.1
33	4.2	254.2
34	3.5	253.5

RUNOFF HYDROGRAPH FROM SUBBASIN # 5

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)
1	18.9	268.9
2	27.0	277.0
3	33.4	283.4
4	125.6	375.6
5	121.0	371.0
6	239.2	489.2
7	198.5	448.5
8	164.8	414.8
9	429.0	679.0
10	356.1	606.1
11	295.6	545.6
12	245.3	495.3
13	203.6	453.6
14	169.0	419.0
15	140.3	390.3
16	116.4	366.4
17	96.6	344.6
18	80.2	330.2
19	66.6	316.6
20	55.3	305.3
21	45.9	295.9
22	38.1	288.1
23	31.6	281.6
24	26.2	276.2
25	21.8	271.8
26	18.1	268.1
27	15.0	265.0
28	12.4	262.4
29	10.3	260.3
30	8.6	258.6
31	7.1	257.1
32	5.9	255.9
33	4.9	254.9
34	4.1	254.1

RUNOFF HYDROGRAPH FROM SUBBASIN # 6

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)
1	11.7	261.7
2	26.3	276.3
3	27.4	277.4
4	28.8	278.8
5	38.3	288.3
6	63.9	333.9
7	65.6	319.6
8	57.8	307.8
9	65.9	315.9
10	150.9	400.9
11	125.2	375.2
12	103.9	353.9
13	86.3	336.3
14	71.6	321.6
15	59.4	309.4
16	49.3	299.3
17	40.9	290.9
18	34.0	284.0
19	28.2	278.2
20	23.4	273.4
21	19.4	269.4
22	16.1	266.1
23	13.4	263.4
24	11.1	261.1
25	9.2	259.2
26	7.7	257.7
27	6.4	256.4
28	5.3	255.3
29	4.4	254.4
30	3.6	253.6
31	3.0	253.0
32	2.5	252.5
33	2.1	252.1
34	1.7	251.7
35	1.4	251.4

DAM.DAT

```

14,1500.0,0.0
160.0,0.0E9      --STAGE--STORAGE
170.0,0.45E9
175.5,1.00E9
180.0,1.19E9
185.0,2.97E9
190.0,4.22E9
195.0,5.81E9
200.0,7.68E9
207.5,10.90E9
210.0,12.19E9
215.0,14.71E9
220.0,17.61E9
225.0,20.45E9
230.0,24.64E9      -END CURVE
6,7,187.0,11      NPSETS,PGATES,PCREST,NPFAIR
187.0,365.0,23.8,65.0,118.8,175.0,251.2
190.0,383.0,26.2,67.5,123.8,183.8,266.2
192.5,400.0,28.8,70.0,128.8,191.2,277.3
195.0,415.0,30.0,72.5,133.8,198.8,287.5
197.5,430.0,31.2,75.0,137.5,205.0,297.5
200.0,445.0,32.5,76.2,142.5,210.5,307.5
202.0,457.0,33.5,78.3,145.5,218.5,314.5
205.0,475.0,35.0,80.0,150.0,226.2,325.0
207.5,488.8,36.2,81.2,153.8,233.8,333.7
210.0,502.5,37.5,83.8,157.5,241.2,341.2
211.0,508.8,37.8,83.9,158.8,243.8,343.7
8,8,202.0,13      NESETS,EGATES,EOREST,NEPAIR
202.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0, 0.0
203.0, 8.9, 8.9, 8.9, 8.9, 8.9, 8.9, 8.9, 8.9, 8.9
204.0, 34.4, 22.2, 34.4, 34.4, 34.4, 34.4, 34.4, 34.4, 34.4
205.0, 70.0, 31.1, 55.5, 70.0, 70.0, 70.0, 70.0, 70.0, 70.0
206.0,117.8, 37.8, 70.0,100.0,117.8,117.8,117.8,117.8,117.8
207.0,170.0, 43.3, 81.1,114.4,148.9,170.0,170.0,170.0,170.0
208.0,237.8, 50.0, 92.3,131.1,168.9,207.8,237.8,237.8,237.8
209.0,306.7, 54.4,102.2,144.4,185.6,227.8,270.0,306.7,306.7
210.0,388.9, 60.0,110.0,157.8,203.3,250.0,295.6,345.6,345.6
211.0,480.0, 64.4,116.7,168.9,220.0,266.9,318.9,368.9,368.9
212.0,575.6, 68.9,123.3,180.0,235.6,288.9,342.2,393.3,393.3
213.0,671.3, 74.8,130.8,193.4,250.0,314.4,367.8,435.5,435.5
214.0,762.7, 83.4,140.2,211.4,263.1,349.8,398.0,512.2,512.2

```

21-

Appendice B

Passes de calibration

SEPT 1965

RUNOFF HYDROGRAPH FROM THE BASIN

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)	RECORDED Q (M3/S)	ABS ERROR (M3/S)	REL ERROR (%)
1	32.4	1432.4	1400.0	32.4	2.31
2	48.3	1468.3	1480.0	-11.7	-0.79
3	116.1	1516.1	1900.0	-383.9	-20.20
4	303.1	1703.1	2030.0	-326.9	-14.10
5	458.7	1858.2	2120.0	-261.8	-12.35
6	810.9	2210.9	2250.0	-39.1	-1.74
7	1026.8	2426.8	2450.0	-23.2	-0.95
8	1300.2	2700.2	2540.0	160.2	6.31
9	1988.0	3388.0	2800.0	588.0	21.00
10	2210.6	3610.6	3130.0	480.6	15.35
11	1956.7	3356.7	3100.0	256.7	8.20
12	1713.4	3113.4	2900.0	213.4	7.35
13	1474.0	2874.0	2670.0	204.0	7.64
14	1213.1	2613.1	2550.0	63.1	2.48
15	996.0	2396.0	2490.0	-94.0	-3.77
16	817.1	2217.1	2200.0	17.1	0.78
17	670.4	2070.4	2030.0	40.4	1.99
18	556.1	1950.1	1850.0	100.1	5.41
19	451.4	1851.4	1450.0	201.4	12.21
20	370.5	1770.5	1600.0	170.5	10.66
21	304.1	1704.1	1510.0	194.1	12.84
22	249.7	1649.7	1460.0	189.7	12.99

RUNOFF VOLUMES IN UNITS OF RATE * TIME: COMPUTED= 19681.
RECORDED= 17310.

THE AVERAGE RELATIVE ERROR * AVERR= 8.34%
THE COEFFICIENT OF DETERMINATION * R SQUARED= 0.898

THE SUM OF THE DEPARTURES SQUARED= 1249456.
THE COEFFICIENT OF EFFICIENCY * COE= 0.991

AUG 1964

RUNOFF HYDROGRAPH FROM THE BASIN

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)	RECORDED Q (M3/S)	ABS ERROR (M3/S)	REL ERROR (%)
1	46.8	1446.8	1400.0	46.8	3.25
2	433.9	1833.9	1440.0	393.9	27.35
3	592.1	1992.1	2200.0	-207.9	-9.45
4	1040.8	2460.8	2850.0	-389.2	-13.66
5	1356.4	2756.4	2850.0	-93.6	-3.28
6	1474.6	2874.6	2780.0	94.6	3.40
7	1761.8	3161.8	2800.0	361.8	17.97
8	1673.7	3073.7	3290.0	-216.3	-6.58
9	1719.7	3119.7	3100.0	19.7	0.63
10	1703.3	3103.3	2830.0	273.3	9.66
11	1449.0	2849.0	2670.0	179.0	20.21
12	1202.4	2602.4	2300.0	302.4	13.15

RUNOFF VOLUMES IN UNITS OF RATE * TIME: COMPUTED= 14474.
RECORDED= 13410.

THE AVERAGE RELATIVE ERROR, AVERR= 10.30%
THE COEFFICIENT OF DETERMINATION, R SQUARED=0.790

THE SUM OF THE DEPARTURES SQUARED= 943408.
THE COEFFICIENT OF EFFICIENCY, COE=0.980

AUG 1958

RUNOFF HYDROGRAPH FROM THE BASIN

TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)	RECORDED Q (M3/S)	ABS ERROR (M3/S)	REL ERROR (%)
1	204.5	2404.5	2200.0	204.5	9.30
2	393.6	2593.6	2230.0	363.6	16.30
3	1294.3	3494.3	2800.0	694.3	24.80
4	1652.0	3852.0	3260.0	592.0	18.16
5	1842.9	4042.9	4200.0	-157.1	-3.74
6	2110.2	4310.2	5270.0	-959.8	-19.21
7	2212.9	4412.9	5380.0	-967.1	-17.98
8	2069.3	4269.3	4900.0	-630.7	-12.87
9	1826.0	4026.0	4320.0	-294.0	-6.81
10	1570.9	3770.9	3730.0	40.9	1.10
11	1299.1	3499.1	3000.0	499.1	16.44
12	1071.6	3271.6	2900.0	471.6	16.84
13	883.3	3083.3	2270.0	813.3	35.83

RUNOFF VOLUMES IN UNITS OF RATE * TIME: COMPUTED= 18431.
RECORDED= 17760.

THE AVERAGE RELATIVE ERROR, AVEREF= 15.27%
THE COEFFICIENT OF DETERMINATION, R SQUARED=0.854.

THE SUM OF THE DEPARTURES SQUARED= 4506658.
THE COEFFICIENT OF EFFICIENCY, COE=0.978

OCT 1957

RUNOFF HYDROGRAPH FROM THE BASIN

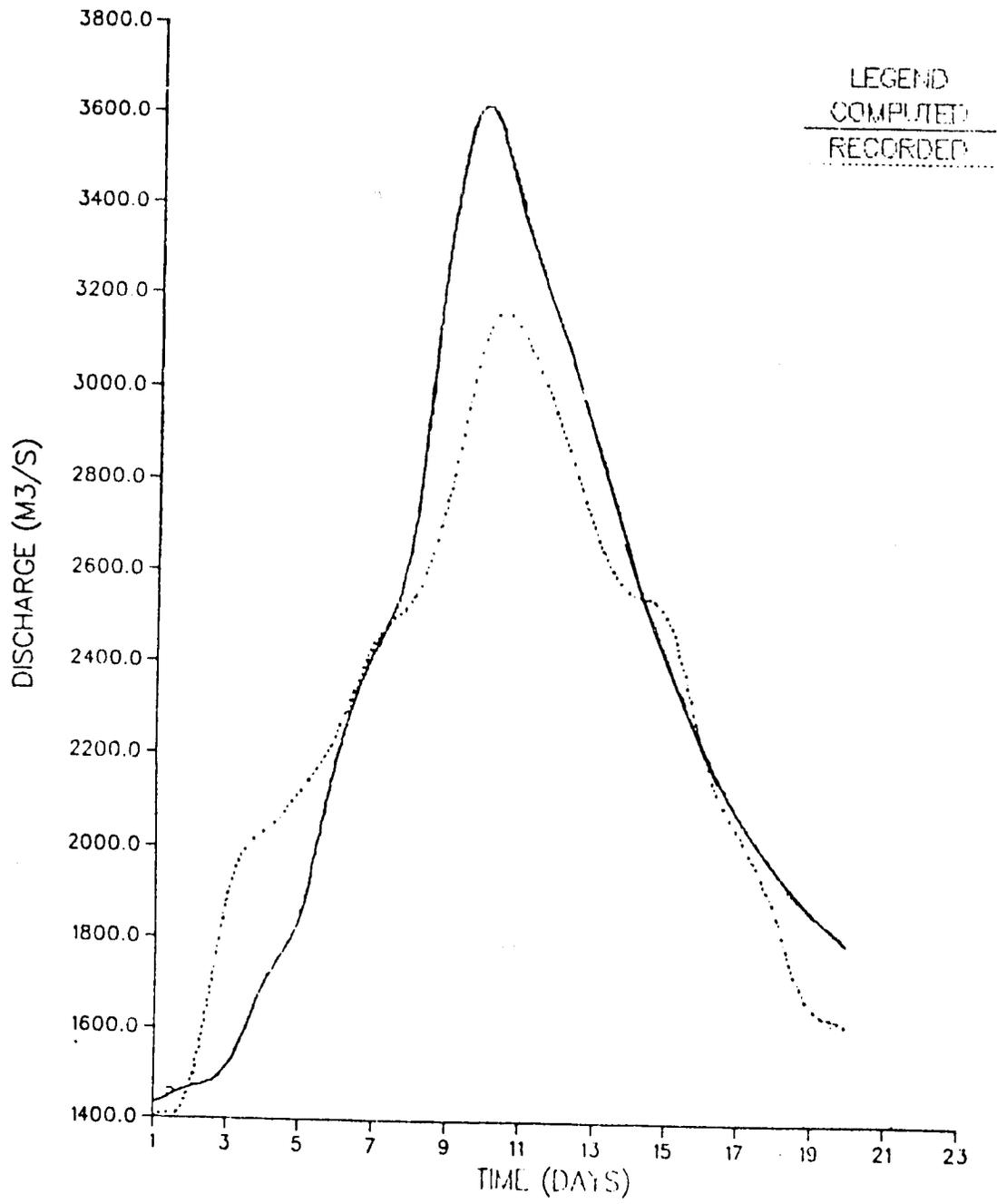
TIME (DAYS)	COMPUTED Q (M3/S)	TOTAL Q (M3/S)	RECORDED Q (M3/S)	ABS ERROR (M3/S)	REL ERROR (%)
1	32.8	1562.8	1530.0	32.8	2.15
2	83.1	1613.1	1570.0	43.1	2.75
3	120.0	1650.0	1610.0	40.0	2.49
4	302.1	1832.1	1750.0	82.1	4.49
5	607.3	2137.3	1880.0	257.3	13.49
6	770.8	2300.8	1910.0	390.8	20.16
7	894.7	2424.7	2110.0	314.7	14.91
8	914.8	2444.8	2920.0	-475.2	-16.30
9	1046.0	2576.0	2780.0	-204.0	-7.34
10	1141.0	2671.0	2790.0	-119.0	-4.37
11	1209.6	2739.6	2940.0	-200.4	-6.87
12	1304.2	2834.2	2900.0	-65.8	-2.27
13	1283.6	2813.6	2800.0	13.6	0.49
14	1159.3	2689.3	2520.0	169.3	6.72
15	977.0	2507.0	2260.0	247.0	10.93
16	807.1	2337.1	2100.0	237.1	11.29
17	662.8	2192.8	1920.0	272.8	14.21
18	543.5	2073.5	1900.0	173.5	2.13
19	445.5	1975.5	1860.0	115.5	6.21

RUNOFF VOLUMES IN UNITS OF RATE * TIME: COMPUTED= 14305.
RECORDED= 12980.

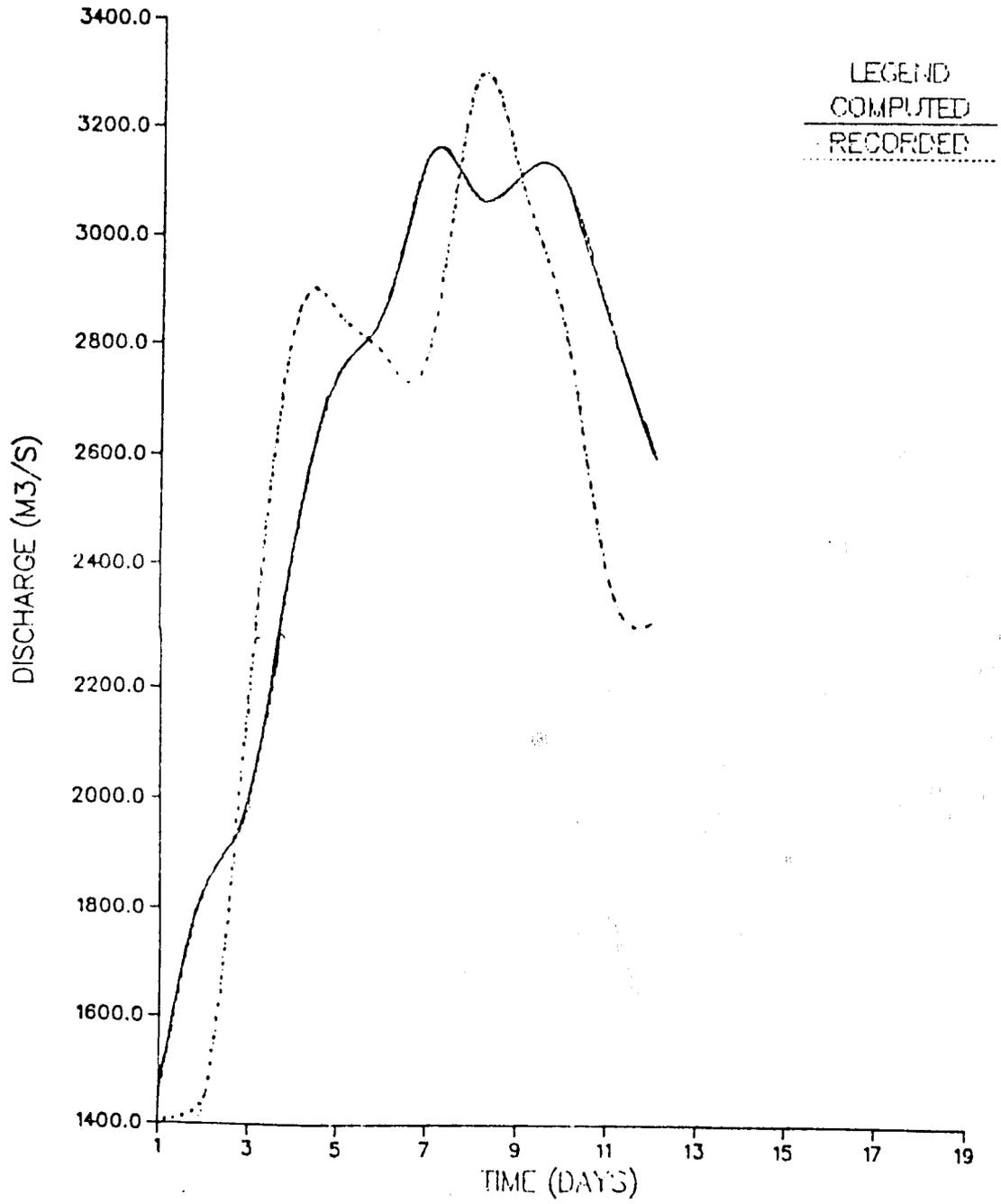
THE AVERAGE RELATIVE ERROR, AVERR= 8.27%
THE COEFFICIENT OF DETERMINATION, R SQUARED=0.829

THE SUM OF THE DEPARTURES SQUARED= 919345.
THE COEFFICIENT OF EFFICIENCY, COE=0.989

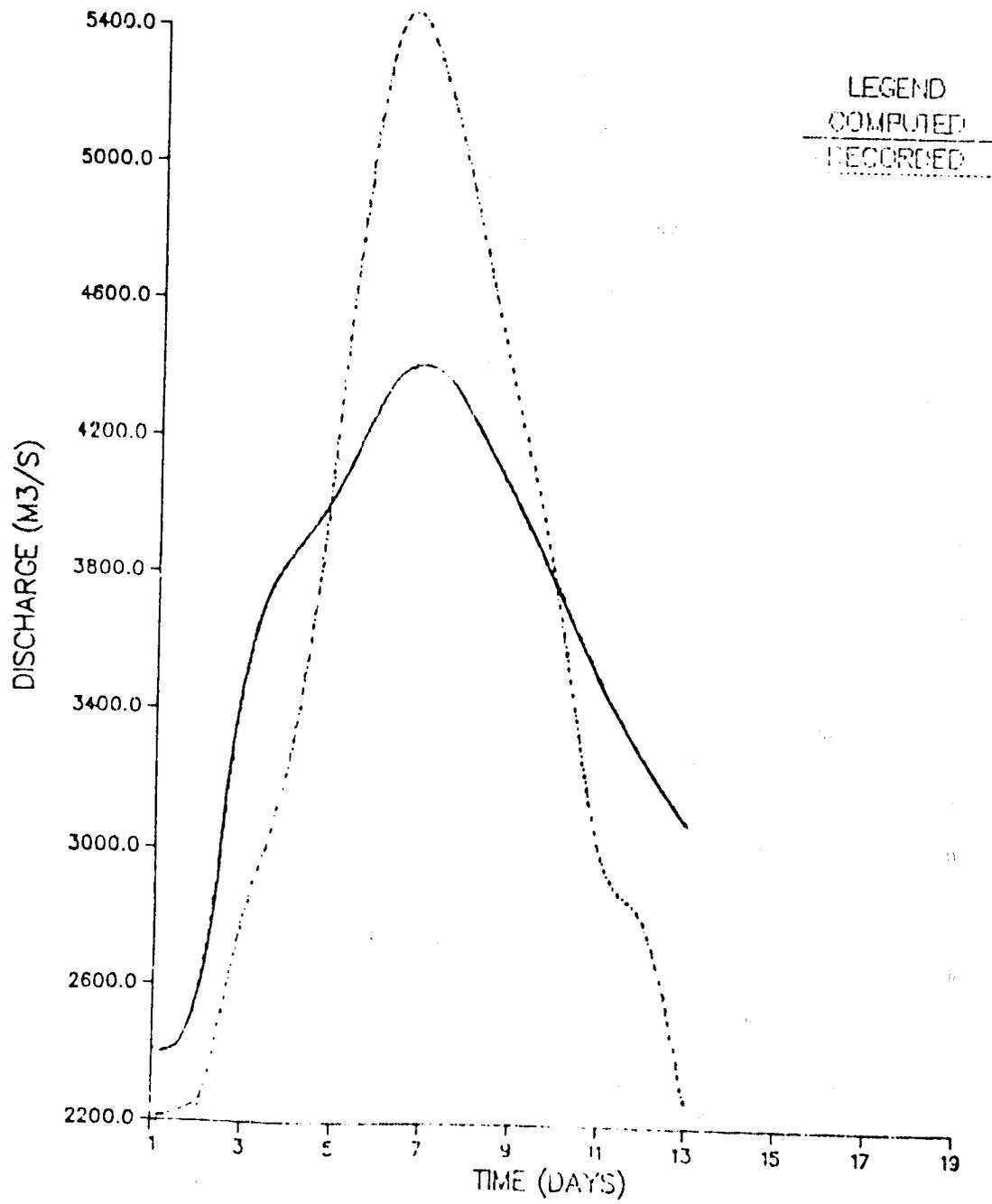
SEPT 1965 (CALIF)



AUG 1964 (CALIB)



AUG 1958 (CALIB)



OCT 1957 (CALIB)

